

ESTUDO DA ESTABILIDADE DE VALAS ESCORADAS POR
EQUILÍBRIO-LÍMITE E PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

MARIA CRISTINA MOREIRA ALVES

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

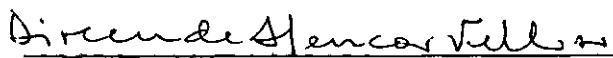
Aprovada por:



FRANCISCO DE REZENDE LOPES
(Orientador)



JEAN-PIERRE PAUL REMY



DIRCEU DE ALENCAR VELLOSO

MOREIRA ALVES, MARIA CRISTINA

Estudo da estabilidade de valas escoradas por equilíbrio-limite e pelo Método dos Elementos Finitos, COPPE-UFRJ, 1982.

ix, 145 f.

Tese: Mestre em Ciências (Engenharia Civil)

- | | | |
|-----------------|----------------|---------------|
| 1. Estabilidade | 2. Deformações | 3. Escavações |
| 4. Teses | | |

I. Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE

II. Título

AGRADECIMENTOS

Ao professor Francisco de Rezende Lopes por sua orientação, sugestões, apoio e amizade, sem os quais se tornaria mais difícil a realização deste trabalho. Ainda, pela revisão do texto.

Ao Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE-UFRJ pela realização dos ensaios, especialmente aos laboratoristas Álvaro, Sérgio e Gilson.

Ao corpo docente e aos funcionários da COPPE pelas contribuições diretas ou indiretas durante a elaboração deste trabalho.

A Milton pela ajuda na parte de computação.

A Beth pela datilografia e a Fátima pelos desenhos.

A UFPe, CAPES e CNPq pelo auxílio financeiro durante todo o curso de Mestrado.

Aos professores da Área de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da UFPe.

Aos amigos Amaro Lins, Décio Zendron, Divina Suarez, Eliane Carvalho, Fernando Jucá e Ivaldo Pontes pelos inestimáveis incentivo e amizade.

A meus pais, irmãos e amigos pelo apoio e carinho fundamentais para a realização deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho aborda o comportamento de escavações escoradas através de diferentes métodos.

O Capítulo 2 contém uma revisão bibliográfica de métodos expeditos e de equilíbrio-limite para análise de estabilidade de escavações e do Método dos Elementos Finitos. No item referente aos métodos de equilíbrio-limite introduziu-se, adicionalmente, uma proposição para cálculo do fator de segurança de escavações levando-se em conta o efeito estabilizante das estroncas através do Método de Bishop Simplificado.

O Capítulo 3 contém um estudo paramétrico utilizando-se o Método de Bishop Simplificado (equilíbrio-limite), bem como uma comparação dos fatores de segurança fornecidos por este método e os obtidos através de proposições de Terzaghi e Tschebotarioff (métodos expeditos).

No Capítulo 4 faz-se um estudo paramétrico de escavações escoradas pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o modelo elástico linear, e também comparações dos fatores de segurança à ruptura global obtidos com base neste método e pelo Método de Bishop Simplificado.

No Capítulo 5 faz-se a simulação do comportamento da escavação de um trecho do Metrô do Rio de Janeiro pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o modelo elástico não linear.

ABSTRACT

This work examines the behavior of strutted excavations by means of different methods.

Chapter 2 presents a review of the methods available for the stability analysis of excavations; the methods fall into three main categories, namely (a) simple (or "empirical") methods, (b) limit-equilibrium methods and (c) the Finite Element Method. In the section on limit-equilibrium methods, a proposal to account for the strut loads (which improve the stability) in the evaluation of the factor of safety of strutted excavations is put forward.

Chapter 3 contains a parametric study of the stability of strutted excavations by the Bishop's Simplified Method. A comparison between the factor of safety calculated by this method and those computed according to Tschebotarioff and Terzaghi (empirical methods) is also included.

Chapter 4 contains a parametric study of strutted excavations by the Finite Element Method in which a linear elastic model was used. A comparative study between the factor of safety against the overall (basal) failure by the FEM and by the Bishop's Simplified Method is included.

Chapter 5 presents the analysis of an excavation for the Rio de Janeiro Subway by the Finite Element Method. The analysis used a non-linear elastic model.

ÍNDICE

	Pág.
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO DE MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE VALAS	3
2.1. MÉTODOS EXPEDITOS	3
2.1.1. Proposições de Terzaghi	3
2.1.2. Proposições de Tschebotarioff	5
2.1.3. Proposições de Bjerrum e Eide	6
2.1.4. Discussão de outros autores	8
2.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE	10
2.2.1. Métodos de "Corpo Rígido"	10
2.2.2. Métodos de Fatias	13
2.2.3. Comentários	18
2.3. PROPOSIÇÃO PARA CÁLCULO DO F_s LEVANDO EM CONTA AS ESTRONCAS	19
2.4. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	24
2.4.1. Princípios do Método	24
2.4.2. Formulação do Método	25
2.4.3. Solução para Análise não linear	26
2.4.4. Modelos	27
2.4.5. Simulação da Escavação	30
3. ESTUDO PARAMÉTRICO POR EQUILÍBRIO LIMITE	57
3.1. INTRODUÇÃO	57
3.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS TESTADOS	57

3.3. RESULTADOS	58
3.3.1. Análises não-drenadas	58
<i>Influência dos parâmetros testados</i>	59
3.3.2. Análises drenadas	62
<i>Influência dos parâmetros testados</i>	62
3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	63
4. ESTUDO PARAMÉTRICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	78
4.1. INTRODUÇÃO	78
4.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS TESTADOS	78
4.3. RESULTADOS	80
<i>Influência dos parâmetros testados</i>	81
4.4. COMPARAÇÃO ENTRE O F_s CALCULADO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLI- FICADO	85
4.4.1. Cálculo do F_s pelo MEF	85
4.4.2. Resultados	86
5. ESTUDO DE UM CASO - METRÔ/RJ	114
5.1. INTRODUÇÃO	114
5.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS UTILIZADOS	114
5.3. RESULTADOS	117
5.3.1. Perfil homogêneo	117
5.3.2. Perfil heterogêneo	118
5.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	119
6. CONCLUSÕES	139
BIBLIOGRAFIA	142

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A ocorrência cada vez mais frequente de escavações profundas em áreas densamente construídas tem despertado um grande interesse sobre o comportamento das mesmas, especialmente seus efeitos em construções vizinhas.

No estudo do comportamento das escavações faz-se, geralmente de forma separada, uma avaliação (a) de esforços e deformações nas condições de trabalho e (b) da segurança à ruptura (profunda). Na avaliação dos esforços e deformações nas condições de trabalho são usados algumas teorias clássicas de empuxo de terra modificadas pela experiência (medições), enquanto na avaliação da segurança à ruptura são geralmente usados métodos de equilíbrio-limite ou variantes mais simples. A análise do problema em separado, como descrito acima, não corresponde, naturalmente, à realidade. O ideal seria avaliar, para as condições de trabalho, o estado de tensão-deformação nos elementos estruturais de escoramento e no maciço, o que atenderia ao item (a) acima, e avaliar que distância - ou segurança - esta situação estaria da situação de ruptura geral do solo. Este tipo de análise só se tornou possível, porém, com o advento de métodos numéricos poderosos como o Método dos Elementos Finitos.

Neste trabalho se fez a utilização do Método dos Elementos Finitos na análise de escavações suportadas por paredes diafragma e estroncas, procurando conhecer as potencialidades do método, além de se fazer uma comparação com outros métodos no que diz respeito à avaliação da segurança à ruptura.

Esta tese contém, inicialmente (Capítulo 2), uma revisão de métodos ditos expeditos de avaliação de segurança à ruptura profunda (baseados em teorias de capacidade de carga), métodos de equilíbrio-limite e do Método dos Elementos Finitos. Em seguida (Capítulo 3), é feito um estudo paramétrico com o Método de Bishop

Simplificado (equilíbrio-limite), levando-se em conta o efeito estabilizador das estroncas. Estes resultados são comparados com os fornecidos por métodos expeditos. No capítulo seguinte (Capítulo 4), tenta-se, através de uma análise paramétrica (elástica linear) pelo Método dos Elementos Finitos, examinar a influência da rigidez do escoramento e do estado de tensões inicial do solo nas deformações e tensões despertadas com a abertura de uma vala escorada, além de se abordar o efeito da simulação da escavação em uma ou mais etapas. Este capítulo contém, ainda, uma comparação das avaliações de segurança feitas com os diferentes métodos. O objetivo desta comparação é situar os métodos expeditos e de equilíbrio-limite, bastante mais usados na prática, em relação ao Método dos Elementos Finitos. Um penúltimo capítulo (Capítulo 5) contém uma análise pelo Método dos Elementos Finitos da escavação de um trecho do Metrô - RJ na Tijuca (lote 23).

CAPÍTULO 2

REVISÃO DE MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE VALAS

2.1. MÉTODOS EXPEDITOS

O problema da estabilidade de fundo de uma escavação foi tratado na literatura por Terzaghi (1943), Terzaghi e Peck (1948), Tschebotarioff (1951) e mais tarde por Bjerrum e Eide (1956). Todos abordam a questão da estabilidade em escavações cujo escoramento não está sujeito a deslocamentos horizontais. Ainda, não são consideradas mudanças que podem ocorrer com o tempo na resistência ao cisalhamento do solo. Trata-se, portanto, de uma análise a curto prazo, válida para escavações temporárias.

O processo de uma escavação começa pela retirada da massa de solo e água, causando uma redução da tensão total nas fronteiras. Assim, o solo vizinho atua como uma sobrecarga lateral no nível da escavação, tendendo a causar um levantamento de fundo da vala. Da mesma forma, o solo ao longo da parede tende a se mover para dentro da vala. O mecanismo se torna mais complexo quando a escavação é executada abaixo do nível d'água devido a movimentos adicionais causados pelo rebaixamento do lençol freático. Lida-se, portanto, com um problema de estabilidade, cuja solução envolve considerações quanto à direção do movimento e à extensão da zona de ruptura (Bjerrum e Eide, 1956).

2.1.1. Proposições de Terzaghi

Terzaghi (1943) considera uma massa de solo ao longo da escavação exercendo uma pressão vertical, num plano horizontal passando pelo fundo da vala. Utilizando-se da teoria de capacidade de carga do solo, Terzaghi considera que a sobrecarga age como uma sapata contínua de base rugosa, já que o escoramento evita o deslocamento lateral do solo acima do nível da escavação.

Para solos arenosos (ver Figura 2.1), o fator de segurança à ruptura de fundo depende apenas do ângulo de atrito do solo. A largura (B) da faixa de solo que contribui com a pressão vertical na profundidade do fundo da vala, é arbitrária e seu valor é dado por

$$B = n_b H \quad (2.1)$$

onde $n_b = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \tan \phi$, no caso da pressão ativa de terra que atua na parede ter direção horizontal. A expressão do fator de segurança é

$$F_s = 2 N_\gamma n_b, \quad (2.2)$$

onde N_γ é o fator de capacidade de carga que depende apenas do ângulo de atrito, deduzida através da teoria da capacidade de carga e considerando a resistência $P_a \tan \phi$ ao longo da superfície potencial de ruptura (Figura 2.1).

Em argilas sob condições não-drenadas (Figura 2.2), a capacidade de carga (q_f) é calculada pelos métodos usuais e, no caso de uma escavação de grande comprimento com relação à sua largura (problema de deformação plana), é determinada por

$$q_f = 5,7 S_u \quad (2.3)$$

Ao calcular a pressão vertical (p_v) atuante num plano horizontal no nível da escavação, Terzaghi considera uma largura arbitrária (B_1) que vai depender da geometria da escavação e da profundidade do extrato firme. Considerando que o solo é uniforme abaixo do nível de escavação, o peso da faixa de solo será dado por

$$p_v = \gamma H B_1 - H S_u = B_1 H \left(\gamma - \frac{S_u}{B_1} \right) \quad (2.4)$$

O fator de segurança será fornecido pela razão entre a capacidade de carga e a pressão vertical, ou seja,

$$F_s = \frac{1}{H} \frac{5,7 S_u}{\gamma - \frac{S_u}{B_1}} \quad (2.5)$$

onde γ é o peso específico do solo

S_u é a resistência não drenada do depósito e

$B_1 = 0,7 B$, se $D/0,7B > 1$; ou

$B_1 = D$ se $D/0,7B < 1$

Quando a escavação atingir uma profundidade em que ocorre a ruptura, pode-se escrever

$$q_f \cdot B_1 = p_v \quad (2.6)$$

Assim, a profundidade crítica é

$$H_1 = \frac{5,7 S_u}{\gamma - \frac{S_u}{B}} \quad (2.7)$$

Como a altura crítica de um corte (vertical não escorado) é

$$H_c = \frac{4 S_u}{\gamma}, \quad (2.8)$$

a profundidade de uma escavação vertical na qual ocorrerá ruptura de fundo será

$$H_1 = H_c \cdot \frac{5,7}{4 - \frac{H_c}{B}} \quad (2.9)$$

2.1.2. Proposições de Tschebotarioff

Tschebotarioff (1951) baseou-se no mesmo princípio de Terzaghi, admitindo, porém, uma forma diferente para a superfície de ruptura (Figura 2.3). Neste caso, levou-se em conta o comprimento da escavação (L), e considerou-se a capacidade de carga reduzida ao valor original de Prandtl, isto é

$$q_f = 5,14 S_u \quad (2.10)$$

As expressões de altura crítica fornecidas por Tschebotarioff são as seguintes:

(a.1) $L < D$:

$$H_{\max} = \frac{2,57 q_u (1 + 0,44 \frac{D}{L})}{\gamma - (\frac{1}{2} D + \frac{1}{L})} \quad (2.11a)$$

(a.2) $D < L < 2D$:

$$H_{\max} = \frac{2,57 q_u (1 + 0,44 \frac{2D - L}{L})}{\gamma - q_u (\frac{1}{2D} + \frac{2D - L}{DL})} \quad (2.11b)$$

(a.3) $L \geq 2D$:

$$H_{\max} = \frac{2,57 q_u}{\gamma - \frac{q_u}{2D}} \quad (2.11c)$$

onde: $B_1 = D$ se $B > D$ (Figura 2.3a); ou

$B_1 = B$ se $B < D$ (Figura 2.3b)

2.1.3. Proposições de Bjerrum e Eide

Bjerrum e Eide (1956) criticaram os dois métodos anteriores, quando se trata de escavações profundas ($H/B > 1,0$). A crítica baseia-se na idéia de que, neste caso, a resistência ao cisalhamento que atua verticalmente ao longo da superfície de ruptura não é totalmente mobilizada. Para se obter uma estimativa real da estabilidade de escavações profundas, é, então, necessário considerar-se o perigo de uma ruptura localizada abaixo do fundo da escavação (ver Figura 2.4a). Assim, pela teoria de capacidade de carga, pode-se escrever que

$$\gamma H = N_c S_u \quad (2.12)$$

e que o fator de segurança vale

$$F_s = N_c \frac{S_u}{\gamma H + q} \quad (2.13)$$

onde γ = peso específico do solo

H = profundidade da escavação

N_c = coeficiente que depende da geometria da escavação

S_u = resistência não drenada do solo e

q = sobrecarga na superfície do terreno.

O valor de N_c foi colocado em forma de gráfico por Skempton (1951), mostrado na Figura 2.4b.

Bjerrum e Eide (1956) relatam ainda algumas escavações onde ocorreram ruptura em Oslo, Chicago e Inglaterra, e que tiveram valores de F_s médios iguais a: (i) $F_s = 0,96$ (ruptura geral), (ii) $F_s = 1,11$ (ruptura parcial) e (iii) $F_s = 0,84$ (ruptura global), mostrando a validade da proposição. Apontam, também, o aumento do perigo da ruptura se a escavação não for bem escorada a ponto de evitar deformações horizontais excessivas, e destacam o fato de que em escavações pouco profundas, onde existem camadas superiores de argila rija, a ruptura de fundo é menos afetada pelo escoramento.

Caso de paredes com ficha

Vale salientar que o mecanismo imaginado por Terzaghi, Tschebotarioff e Bjerrum e Eide são válidos para paredes de escoramento que não tem ficha ou continuidade abaixo do fundo (como é o caso de parede de perfis de aço e pranchões de madeira). No caso da existência de ficha, em solos argilosos não drenados, os mecanismos mais prováveis seriam os mostrados na Figura 2.5a. Neste caso, a fórmula de Terzaghi (Equação 2.5) fica

$$F_s = \frac{5,7 S_u}{\gamma H - \left(\frac{H + f}{B_1} \right) S_u} \quad (2.13a)$$

onde $B_1 = 0,7B$, se $(D-f)/0,7B > 1$; ou

$$B_1 = (D-f), \text{ se } (D-f)/0,7B < 1$$

e a de Tschebotarioff (Equação 2.11c) fica

$$H_{\max} = \frac{q_u(2,57 + f/2 B_1)}{\gamma - q_u/2 B_1} \quad (2.13b)$$

onde $B_1 = (D-f)$, se $B > (D-f)$; ou

$$B_1 = B, \text{ se } B < (D-f)$$

2.1.4 Discussões de Outros Autores

Peck (1969) sugere que a segurança à ruptura de uma escavação seja avaliada pelo número adimensional

$$N = \frac{\gamma H}{S_u} \quad (2.14)$$

sugerindo que a resistência ao cisalhamento não drenada do solo seja tomada no fundo da escavação, e afirma que nenhuma teoria consistente se desenvolveu para descrever a transição do estado elástico para o estado plástico de um material homogêneo desde a superfície até uma profundidade bem abaixo da zona de influência da vala.

Morgenstern e Eisenstein (1970), utilizando a Equação 2.13 para definir a ruptura de fundo de uma escavação (sem contudo levar em conta a sobrecarga) e introduzindo o número adimensional (Equação 2.14) sugerido por Terzaghi e Peck (1948), exprimem o fator de segurança por

$$F_s = \frac{N_c}{N} \quad (2.15)$$

Citam ainda observações feitas por Alberio (1969), em escavações no México, onde se concluiu que quando $N < 4$, as tensões e deformações ao redor da escavação se encontram longe da ruptura, po-

dendo, portanto, ser calculadas através da Teoria da Elasticidade.

Clough e Hansen (1981), tendo em vista a anisotropia de depósitos naturais de argila, cujo comportamento nas zonas ativa e passiva diferem significativamente (quando o solo é bastante anisotrópico), incorporam esse aspecto em algumas técnicas de análise de estabilidade. Foi considerado que a resistência ao cisalhamento não drenada varia ao longo da superfície de ruptura (Figura 2.5b). Abaixo do fundo da escavação as reorientações de tensões variam de 0° - 90° . Utilizando os fatores de capacidade de carga para levar em conta a anisotropia, desenvolvidos por Davis e Christian (1971), a expressão de Terzaghi para cálculo do F_s contra ruptura de fundo (Equação 2.5) foi, então, modificada para

$$F_s = \frac{1}{H} \frac{N_c^* S_{u0}}{\gamma - \frac{S_{u45}}{B_1}} \quad (2.16)$$

onde S_{u0} e S_{u45} - são as resistências não drenadas do solo para reorientação de 0° e 45° , respectivamente.

N_c^* é o fator de capacidade de carga que leva em conta a anisotropia do solo.

O valor de S_{u45} pode ser expresso através dos valores de S_{u0} e S_{u90} . Definindo-se o coeficiente

$$K_s = \frac{S_{u0}}{S_{u90}} \quad (2.17)$$

e admitindo-se que

$$S_{u45} = \frac{1}{2} (S_{u0} + S_{u90}), \quad (2.18a)$$

ou

$$S_{u45} = \frac{1}{2} S_{u0} (1 + K_s), \quad (2.18b)$$

a Equação 2.16 pode ser reescrita como

$$F_s = \frac{1}{H} \cdot \frac{N_c^* S_{u0}}{\gamma - \frac{1}{2} \frac{S_{u0} (1 + K_s)}{B_1}} \quad (2.19)$$

onde o valor de K_s pode ser obtido através de ensaios triaxiais de compressão ou extensão. O termo N_c^* é função de K_s e seu valor é fornecido por Davis e Christian (1971).

2.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Métodos para análise do estado de colapso de maciços de terra podem ser classificados em tres categorias: equilíbrio-limite, linhas de ruptura e uso dos teoremas dos limites superior e inferior (p.ex., Chen, 1975). Os métodos de equilíbrio limite são muito utilizados na obtenção de soluções aproximadas para problemas de estabilidade de taludes, dos quais valas escoradas podem ser consideradas casos particulares. Têm como características principais a pré-determinação das superfícies de ruptura, considerando a relação tensão-deformação do solo com comportamento rígido-plástico, tornando impossível a obtenção da variação do estado de tensões e deformações ao longo da superfície de ruptura. A estabilidade é, então, calculada a partir das condições de equilíbrio de força e/ou momento, segundo uma superfície potencial de ruptura. Existem várias maneiras de se classificar os diversos métodos de equilíbrio-limite. Uma delas é separá-los entre os métodos que consideram a massa deslizante como "corpo rígido" e os que a consideram dividida em fatias.

2.2.1. Métodos de "Corpo Rígido"

(a) Superfície circular

(a.1.) Método de Collins (ou "do ângulo de atrito nulo")

Este método é aplicável somente em condições nas quais a resistência ao cisalhamento do solo é independente da tensão normal ($c = S_u$, $\phi = 0^0$), ou seja, no caso de análises a curto prazo de argilas saturadas.

O método se baseia no equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando a tensão cisalhante média ao longo da superfície de ruptura (ver Figura 2.6).

Na sua versão original, o método calcula a ação de forças externas na superfície de ruptura, Q , necessária para garantir um fator de segurança 1,0 através de

$$Q = W \cdot \sin \alpha + S_u \cdot \ell \quad (2.20)$$

Wright (1969) considerando que a estabilidade de taludes usuais é garantida pela resistência ao cisalhamento que excede a tensão cisalhante mobilizada, exprimiu o fator de segurança como a razão entre estas tensões, ou seja

$$F_s = \frac{S_u}{S_m} \quad (2.21)$$

sendo
$$S_m = \frac{W \sin \alpha}{\ell} \quad (2.22)$$

onde W = peso da massa potencial de deslizamento

α = ângulo entre a normal à superfície de deslizamento e a vertical

ℓ = comprimento do arco

S_m = resistência mobilizada ao longo do arco

S_u = resistência não drenada do solo.

(a.2) Método de Taylor (ou "do círculo de atrito")

O método desenvolvido por Taylor (1937) considera circular a superfície de ruptura, e, que as resultantes das tensões normais e das componentes de atrito tangenciam a circunferência "de atrito" (de raio $r \sin \phi_m$, onde $\tan \phi_m = \tan \phi / F_s$ e r é o raio

da superfície de ruptura) concêntrica ao círculo de ruptura (Figura 2.7).

Para se obter o fator de segurança, calcula-se a força total resultante de coesão mobilizada ($C_m = C/F_s$) e constroem-se o polígono de forças com o valor de C_m , o peso próprio da massa deslizando (W) e a resultante dos esforços normais e forças de atrito (R). Se não for verificada a tangência, arbitra-se outro F_s , e assim sucessivamente.

A condição de que a resultante dos esforços normais e forças de atrito, tangenciam o círculo de atrito, subestima o momento estabilizante da resultante em torno do centro do círculo (Wright, 1969). Por este motivo, o fator de segurança terá sempre um valor menor que o "real", obtendo-se assim uma situação de limite inferior, que serve de comparação para outros métodos.

(b) Superfície não circular

(b.1) Método da Espiral Logarítmica

Este método foi instituído por Rendulic em 1935, com o objetivo de conseguir uma forma da superfície de ruptura que fosse capaz de atender ao equilíbrio estático da massa potencial de deslizamento, sem a necessidade de hipóteses adicionais.

Adotando-se para superfície de ruptura uma espiral logarítmica de forma

$$r_f = r_0 e^{\theta \tan \phi_m}, \quad (2.23)$$

o problema da indeterminação de tensões normais fica resolvido porque a espiral tem a seguinte propriedade: o raio, em qualquer ponto da curva faz um ângulo ϕ_m com a normal à curva nesse ponto (ver Figura 2.8). Como a resultante das tensões normais (N) e das resistências devido ao atrito ($N \tan \phi_m$); passam pelo centro da espiral, o somatório dos seus momentos se anulam, chegando-se, através das equações de equilíbrio à

$$C_m = \frac{2 \cdot W \cdot \ell_1 \cdot \operatorname{tg} \phi_m}{r_0^2 \left[\exp (2\theta \cdot \operatorname{tg} \phi_m) - 1 \right]} \quad (2.24)$$

o fator de segurança é dado por

$$F_s = \frac{C}{C_m} \quad (2.25)$$

onde C = coesão disponível

C_m = coesão mobilizada para o equilíbrio

W = peso da massa deslizando

ℓ_1 = distância horizontal entre o ponto de aplicação de W e o centro da curva

θ = ângulo entre o raio inicial (r_0) e final (r_f) da espiral.

Note-se que um valor de ϕ_m (ou seja, um valor de $F_s = \operatorname{tg} \phi / \operatorname{tg} \phi_m$) foi arbitrado inicialmente para se obter o valor de C_m . Deve-se fazer, portanto, várias tentativas para se atingir um valor de F_s tal que

$$F_s = \frac{C}{C_m} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi_m} \quad (2.26)$$

2.2.2. Métodos de Fatias

A idéia de dividir a massa deslizando em fatias, surgiu da dificuldade de tratar do problema de estabilidade de taludes em meios não homogêneos. Todavia, agindo-se desta forma, o problema da determinação da distribuição das tensões normais à superfície de ruptura fica estaticamente indefinido porque envolve maior número de incógnitas que de equações, para satisfazer ao equilíbrio total. Não se tem a intenção, neste trabalho, de discutir o assunto, que foi abordado detalhadamente por Lambe e Whitman (1969) e Wright (1969).

Para contornar essa limitação, estabeleceram-se hipóteses simplificadoras, tais como: Supõe-se estado plano de deformação, validade da Equação de Mohr-Coulomb, resistência ao cisalhamento do solo totalmente mobilizada no instante da ruptura ao longo da superfície de deslizamento, e que a linha de ação do peso de uma fatia e a da força normal (N) na base dessa fatia concorrem no ponto médio da base (Souza, 1980).

(a) Superfície circular

(a.1) Método de Fellenius (ou Método Ordinário das Fatias)

Fellenius considera adicionalmente que a resultante das forças laterais de uma fatia qualquer é nula na direção normal à base da mesma (ver Figura 2.9). A expressão que determina o fator de segurança, obtida através do equilíbrio geral de momentos e das forças na direção normal à base da fatia, é

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi]}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (2.27)$$

onde c é a coesão na base da fatia i .

O método fornece um meio direto de calcular o fator de segurança através das expressões de equilíbrio acima citadas. Contudo, tanto o equilíbrio de forças quanto o de momentos não são satisfeitos para cada fatia individualmente.

(a.2) Método de Bishop Simplificado

A hipótese fundamental é que a resultante das tensões cisalhantes entre fatias é nula, ou seja, a resultante dos esforços entre fatias é horizontal (ver Figura 2.10).

Através do equilíbrio geral de momentos e das forças verticais, chega-se à seguinte expressão para o fator de segurança

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \sum \left[c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi \right] \frac{1}{m\alpha} \quad (2.28)$$

onde c_i é a coesão na base da fatia i e

$$\frac{1}{m\alpha} = \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{F_s}}$$

Observe-se que o valor de F_s só pode ser obtido através de um processo iterativo, cujo valor inicial é tomado normalmente como o F_s calculado pelo método de Fellenius.

Bishop (1955) afirma que, do ponto de vista prático, a hipótese simplificadora introduzida no método conduz a variações insignificantes (da ordem de 1%) no valor do fator de segurança com relação ao método mais elaborado (levando em conta as forças cisalhantes).

(a.3) Método de Spencer

Spencer (1967) apresentou um método inicialmente para su perfícies circulares, levando em conta que as forças entre fatias fazem um ângulo θ com a horizontal (Figura 2.11). Exprime-se, através das equações de equilíbrio das forças atuantes sobre as fatias nas direções normal e paralela à base, a força Q , que atua no centro de cada fatia formando um ângulo θ com a horizontal, por

$$Q_i = \frac{\frac{c_i b_i}{F_s} \sin \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_s} (W_i \cos \alpha_i - N_i b_i \sec \alpha_i) - W_i \sin \alpha_i}{\left[1 + \frac{\operatorname{tg} \phi}{F_s} \operatorname{tg} (\alpha_i - \theta) \right]} \quad (2.29)$$

Dispõe-se, ainda das equações de equilíbrio das forças Q numa di reção qualquer e de equilíbrio de momentos das forças Q em torno

do centro de rotação da massa deslizante, ou seja

$$\sum Q_i = 0 \quad (2.30a)$$

$$\sum \left[Q_i \cos(\alpha_i - \theta) \right] \quad (2.30b)$$

Calcula-se, então, para diferentes valores de θ , tres fatores de segurança:

- (i) levando em conta o equilíbrio de forças (F_f)
- (ii) levando em conta o equilíbrio de momentos (F_m)
- (iii) levando em conta que a direção resultante das forças entre as fatias é horizontal (F_{mo})

A partir daí plotam-se esses valores de fatores de segurança variando com o ângulo θ como mostra a Figura 2.21. A interseção das duas linhas fornece o valor de F_s que satisfaz tanto ao equilíbrio de momentos quanto ao de forças.

Os valores de F_s pelo método de Bishop Simplificado e pelo de Spencer são próximas devido ao fato de o F_m não sofrer grandes variações para ângulos $\theta < \theta_1$. Observa-se que o valor de F_{mo} corresponde ao calculado pelo método de Bishop Simplificado.

Por artifícios numéricos (Wright, 1969), o método de Spencer pode ser utilizado para superfícies não circulares, estanti a sua grande vantagem, pois obtêm-se, através de programas de computador, resultados razoavelmente corretos em tempos relativamente curtos.

(b) Superfície não circular

Os métodos de equilíbrio-limite que não consideram superfície circular de deslizamento tiveram origem em observações de escorregamentos, que frequentemente se dão segundo superfícies não circulares.

(b.1) Método de Jambu

Segundo Jambu (1973), os pontos de aplicação dos esforços entre fatias são supostos conhecidos. O fator de segurança é dado por

$$F_s = \frac{\sum c' \cdot \Delta x + \left[W - (X_j - X_{j-1}) - u \Delta x \right] \operatorname{tg} \phi' \frac{\sec \alpha}{m \alpha}}{\sum \left[W - (X_j - X_{j-1}) \right] \operatorname{tg} \alpha} \quad (2.31)$$

onde

$$m \alpha = \cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F_s}$$

O equilíbrio de forças é feito nas direções vertical e paralela à base da fatia. A equação de equilíbrio de momentos para cada fatia é usada para se resolver as forças verticais entre fatias. Para se resolver essa equação, é necessário que se conheça o valor dos esforços horizontais entre fatias (E), obtido através do equilíbrio de forças com iteração do F_s . Para solucionar o problema, arbitra-se as forças verticais entre fatias (X) = 0, obtendo-se por iteração o primeiro F_s e os esforços horizontais entre fatias. Iterativamente, vão-se obtendo novos valores de X e de E até que satisfaçam as equações disponíveis. Normalmente, o método converge rapidamente (menos de 5 iterações).

(b.2) Método de Morgenstern e Price

Morgenstern e Price (1965), apresentaram um método para determinação do fator de segurança de uma massa deslizando de forma qualquer contendo materiais com parâmetros de resistência variáveis e com poro-pressão. O método satisfaz a todas as condições de equilíbrio, sendo também uma aplicação do método das fatias. Investiga-se o equilíbrio da massa deslizando mostrado na Figura 2.13, onde são conhecidas as equações: $y = Z(x)$, da superfície do talude; $y = h(x)$, da aplicação da pressão da água; $y = y(x)$, da superfície de ruptura considerada, e desconhece-se a equação $y = y'(x)$ da posição da ação da pressão efetiva. Satisfaz-se a condição de que a fatia não rotacionada e o fator de segurança é definido com respeito à resistência ao cisalhamento.

Geralmente, se y for expresso como função de x , um problema de indeterminação estática envolve três funções desconhecidas e duas equações diferenciais. Podem ser feitas três classes de suposições, das quais a mais utilizada é a consideração da distribuição da pressão normal ao longo da superfície de ruptura. Este método se utiliza de equações diferenciais e seu uso só é viável com o auxílio de computadores.

2.2.3. Comentários

Comparando os diversos métodos, Moraes Jr. (1975) afirma que, dos que consideram a massa deslizando como um todo, o método do círculo de atrito é o que fornece menores valores de fator de segurança. Os métodos da espiral logarítmica, ângulo de atrito nulo e círculo de atrito são somente aplicados a solos homogêneos e têm a vantagem de serem bastante simples. Wright (1973), analisando os métodos que dividem a massa em fatias, conclui que os métodos Jambu e Morgenstern e Price apresentam praticamente os mesmos resultados.

O método de Bishop simplificado é o de maior utilização pela sua eficiência e rapidez, apresentando valores de F_s bem

próximos dos métodos que satisfazem a todas as condições de equilíbrio e, por esta razão, será utilizado neste trabalho. Quanto ao método de Fellenius, costuma-se descartá-lo, à medida que a pressão neutra se torna influente.

2.3. PROPOSIÇÃO PARA CÁLCULO DO F_s LEVANDO EM CONTA AS ESTRONCAS

Dos métodos de equilíbrio-limite, citados anteriormente, nenhum deles inclui a ação de forças externas, estabilizantes ou não. Neste trabalho, em que se pretende estudar o problema de escavações escoradas, considera-se necessário a introdução das forças nas estroncas. As estroncas, colocadas geralmente na horizontal, ao restringir o deslocamento da parede para dentro da vala, introduzem um esforço na parede, que tem um efeito estabilizante em termos do equilíbrio global. (Isto ocorre, naturalmente, quando o mecanismo de ruptura implica num movimento da parede para dentro da escavação.)

Vargas e Herweg (1970), estudando a estabilidade de escavações do trecho 5 do Metrô de São Paulo, sugeriram que o fator de segurança (obtido pelo método de Fellenius) pode ser elevado com o aumento da ficha da parede ou das reações das estroncas inferiores, nesse caso com pré-carga. A consideração da ação das estroncas foi sugerida através do momento estabilizante das forças em relação ao centro do círculo de ruptura.

Para o estudo apresentado no Capítulo 3, escolheu-se o Método de Bishop simplificado no qual introduziu-se o efeito das estroncas da maneira exposta a seguir:

Cálculo do F_s pelo Método de Bishop Simplificado, levando em conta o efeito das estroncas

Considere-se uma escavação vertical com dois níveis de escoramento e superfície circular de ruptura de raio R , dividida

em n fatias, conforme a Figura 2.14. A tensão normal na base da fatia será dada por:

$$\sigma_n = \frac{N}{\ell} \quad (2.32)$$

Segundo Coulomb a resistência ao cisalhamento (drenada) em um ponto é dada por:

$$s = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (2.33)$$

onde c' = coesão do material

ϕ' = ângulo de atrito interno do material

u = pressão neutra

As seguintes equações fornecem o momento (em relação ao centro do círculo) que (a) resiste ao movimento de deslizamento e (b) favorece o movimento

$$\Sigma M_r = \Sigma s \cdot R + \Sigma M \quad (2.34)$$

$$\Sigma M_d = \Sigma W \cdot x \quad (2.35)$$

onde M é o momento da força das estroncas em relação ao centro do círculo de ruptura.

Definindo-se o fator de segurança como sendo a relação entre o momento que resiste e o que solicita, obtêm-se

$$F_s = \frac{\Sigma s \cdot R + \Sigma M}{\Sigma W \cdot x} \quad (2.36)$$

Sabendo que $S = s \cdot \ell$ e $x = R \operatorname{sen} \alpha$, e substituindo as Equações 2.32 e 2.33 na Equação 2.36, obtêm-se para o fator de segurança

$$F_s = \frac{\Sigma R \left[c' \ell + (N - u \ell) \operatorname{tg} \phi' \right]}{R \cdot \Sigma W \operatorname{sen} \alpha} + \frac{\Sigma M}{R \Sigma W \operatorname{sen} \alpha} \quad (2.37)$$

Resolvendo N na direção normal a superfície de deslizamento, a partir do equilíbrio da fatia de solo, e substituindo na expres-

são acima, chega-se a

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \left[\sum \left[c' \ell + \operatorname{tg} \phi' (W \cos \alpha - u \ell) + \right. \right. \\ \left. \left. + \operatorname{tg} \phi' ((X_i - X_{i+1}) \cos \alpha - (E_i - E_{i+1}) \sin \alpha) \right] + \frac{\sum M}{R} \right] \quad (2.38)$$

Os termos que contêm X_i e E_i não desaparecem exceto se ϕ' for constante ao longo da superfície de cisalhamento e o ângulo de atrito α também for constante (superfície plana). Bishop (1955) apresenta uma simplificação mostrada por May (1936) como um método do gráfico, na qual o somatório $\sum \operatorname{tg} \phi' \{ (X_i - X_{i+1}) \cos \alpha - (E_i - E_{i+1}) \} \sin \alpha$ pode ser desprezado sem grande perda de precisão. Assim, pode-se escrever

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \left\{ \sum \left[c' \ell + (W \cos \alpha - u \ell) \operatorname{tg} \phi' \right] + \frac{\sum M}{R} \right\} \quad (2.39)$$

Expressando a pressão neutra em função do peso total do solo como

$$u = \bar{B} \left(\frac{W}{\ell} \right) \quad (2.40)$$

onde \bar{B} é um parâmetro de pressão neutra, chega-se à seguinte expressão para o fator de segurança

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \left\{ \sum \left[c' \ell + \operatorname{tg} \phi' W (\cos \alpha - \bar{B} \sec \alpha) \right] + \frac{\sum M}{R} \right\} \quad (2.41)$$

A expressão acima, porém, pode ser melhorada para evitar erros quando se trata de superfícies circulares profundas, com grande variação do ângulo α . Voltando à Equação 2.37, fazendo $N' = (N - u \ell)$ e resolvendo as forças que atuam verticalmente na fatia, chega-se a

$$N' = \frac{W + X_i - X_{i+1} - \ell (u \cos \alpha + \frac{c'}{F_s} \sin \alpha)}{\cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \phi' \cdot \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.42)$$

Após simplificações feitas por Bishop (1955) e transformações algébricas, obtêm-se a seguinte expressão para o fator de segurança

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \left[\sum \left[c' \cdot b + W(1 - B) \operatorname{tg} \phi' \right] \frac{\sin \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \phi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{F_s}} + \frac{\sum M}{R} \right] \quad (2.43)$$

A equação acima foi usada para os cálculos do F_s para escavações, levando em conta a ação estabilizante das estroncas.

O somatório dos momentos com relação ao centro do círculo será dado pela força nas estroncas multiplicada pela distância vertical entre o ponto de aplicação das forças e o centro do círculo de ruptura, ou seja,

$$\sum M = Q_1 \cdot d_1 + Q_2 \cdot d_2 \quad (2.44)$$

A questão final a levantar é que valores considerar para a força das estroncas. As duas considerações que parecem mais razoáveis são:

- (i) carga de trabalho das estroncas
- (ii) carga de colapso da estronca mais carregada e cargas nas outras estroncas compatíveis com as deformações a que estariam sujeitas quando a mais carregada entrasse em colapso.

No primeiro caso, obtêm-se o valor da carga de trabalho das estroncas do cálculo da parede feito como viga, sujeita às pressões de terra (geralmente calculadas com a Teoria de Rankine), água e sobrecargas. (Segundo Mana, 1978, embora a distribuição de pressões de terra prevista por Rankine, nos diversos estágios da escavação, não corresponda a valores calculados por métodos numéricos, a resultante das pressões ao longo da parede é, para todos os estágios, bastante próxima da de Rankine.) Um exame do cálculo de cargas de trabalho de estroncas está fora do escopo desta tese. Para as aplicações do Capítulo 3 considerou-se, inicialmente, as estroncas e o solo (na ficha) como apoios simples (discretos e indeslocáveis) da parede, sujeita a um empuxo de

terra calculado segundo Rankine. Verificou-se, em seguida, se o solo podia ser considerado um apoio, comparando a carga nele atuante com o empuxo passivo disponível.

No segundo caso, supos-se a carga (de colapso) da estronca inferior totalmente mobilizada. Utilizando-se a Lei de Hooke e atribuindo-se o valor da carga de colapso para a estronca inferior ($Q_{2,col} = 2000\text{kN}$), o seu encurtamento (na ocasião do colapso) seria dado por

$$\Delta L_2 = \frac{Q_{2,col} \cdot L_2}{S_2 \cdot E} \quad (2.45)$$

onde ΔL_2 = encurtamento da estronca inferior

L_2 = comprimento da estronca inferior

S_2 = seção transversal de aço da estronca inferior

E = módulo de elasticidade do aço.

A partir do valor de ΔL_2 encontrado, calculou-se o encurtamento da estronca superior, ΔL_1 , através de relações triangulares (ver Figura 2.15a). Utilizando-se novamente a Lei de Hooke, chegou-se ao valor de carga Q_1 com a qual atuaria a estronca superior (no momento do colapso da estronca inferior) através de

$$Q_1 = \frac{E \cdot \Delta L_1 \cdot S_1}{L_1} \quad (2.46)$$

onde S_1 é seção transversal da estronca superior.

O momento das estroncas foi então calculado através da Equação 2.44. Os valores das seções transversais das estroncas são citadas no item 3.2, que contém um estudo paramétrico de escavações pelo método de equilíbrio-limite.

Vale observar que, de acordo com este esquema de cálculo, será sempre possível impedir a ruptura geral, pela introdução de estroncas convenientemente dimensionadas. A partir de duas estroncas, o sistema de suporte - parede mais estroncas - é estaticamente possível, mesmo se o solo no trecho da ficha for muito fraco (no caso de apenas uma estronca instalada, a parede poderia girar em torno do ponto de apoio, como mostrado na Figura 2.15b). Este esquema implica, entretanto, num mecanismo de ruptura que envol-

ve um deslocamento da parede para dentro da vala (Figura 2.15a). Haveria necessidade, portanto, de verificar a possibilidade de ruptura segundo um mecanismo que não envolvesse um deslocamento da parede para dentro da vala, como mostrado na Figura 2.15c.

2.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.4.1. Princípios do Método

Em Engenharia, além do problema de estabilidade, que poderia ser tratado por um dos métodos do item anterior, procura-se avaliar também as deformações que ocorrerão na estrutura de arimo e no maciço de terra. Esta avaliação é bastante difícil tendo em vista a geometria do problema, a solicitação (função da sequência executiva) e as propriedades não lineares dos materiais envolvidos. O MEF se apresenta como o primeiro método capaz de incluir todas estas feições do problema. (O MEF foi introduzido na Geotecnia em 1966, quando Clough e Woodward, 1967, demonstraram sua utilidade na análise de tensões e deformações de barragens de terra, concluindo o uso de características de tensão-deformação não lineares.)

O MEF se baseia no princípio da discretização, que consiste em dividir o todo em um número finito de subregiões, chamadas elementos finitos. Assim, o contínuo é aproximado por um sistema com um número finito de graus de liberdade, para a qual pode ser alcançada uma solução numérica. O conjunto discretizado forma o que se chama de rede de elementos finitos. Matematicamente, o MEF pode ser definido como sendo uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais que regem o comportamento de sistemas contínuos, através de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis.

Em soluções de problemas que envolvem tensões e deformações, devem ser satisfeitas duas condições no meio estudado: (a) equilíbrio de forças (e suas derivadas, tensões) e (b) compatibilidade de deslocamentos (e suas derivadas, deformações), além da obediência às leis que regem o comportamento do material (relações tensão-deformação).

O estudo de um problema através do MEF pode ser feito de duas maneiras distintas, dependendo de se são tratados como primeira incógnita os deslocamentos ou as tensões. No primeiro caso, chamado "método dos deslocamentos", está se obedecendo o princípio da energia potencial mínima. No segundo caso, chamado "método das forças", obedece-se o princípio da energia complementar mínima. Neste trabalho, o programa utilizado segue o método dos deslocamentos.

2.4.2. Formulação do método

Na formulação do método dos deslocamentos utiliza-se a equação geral força-deslocamento

$$\{f\} = [K] \{\delta\} \quad (2.47)$$

onde $\{f\}$ = vetor de força nodal

$[K]$ = matriz de rigidez

$\{\delta\}$ = vetor deslocamento nodal

que representa um sistema de equações simultâneas. A matriz de rigidez $[K]$ é composta pela superposição das matrizes $[k]^e$ dos elementos, que pode ser expressa por

$$[K]^e = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \quad (2.48)$$

onde $[B]$ é a matriz de relação geométrica

$[D]$ é a matriz de elasticidade do material e Ω representa o domínio.

Os deslocamentos nos pontos nodais são obtidos através da inversão da matriz de rigidez da Equação 2.47, obtendo-se

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{f\} \quad (2.49)$$

e as deformações são dadas por

$$\{\epsilon\} = [B] \{\delta\} \quad (2.50)$$

2.4.3. Solução para Análise não linear

(a) Tipos

Pode-se dizer que existem, no estudo dos contínuos, dois tipos de não linearidade. A não linearidade geométrica, quando ocorrem deformações finitas e/ou grandes deslocamentos (a ponto da geometria do elemento ser modificada), e a não linearidade do material (quando este possui propriedades não lineares),

Os dois tipos acima citados podem ocorrer juntos ou separados. Em Geotecnia lida-se normalmente com não linearidade do material, salvo em casos especiais onde se prevê grandes deformações a ponto de se justificar uma não linearidade geométrica.

(b) Algoritmos

Incremental

A carga aplicada é dividida em incrementos, e os deslocamentos, deformações e tensões são acumulados sucessivamente para cada incremento de carga. É uma solução onde as tensões estão em equilíbrio com as cargas aplicadas, o que não acontece com o algoritmo iterativo. Utilizam-se, normalmente, as seguintes técnicas incrementais:

(i) Rigidez tangencial (Euler)

(ii) Runge-Kutta

A técnica da rigidez tangencial consiste em calcular a matriz de rigidez para cada incremento com propriedades tangenciais correspondentes ao estado de tensões no começo do incremento (ver Figura 2.16). Resolve-se o sistema de equações lineares para cada incremento i , com a matriz de rigidez constante para cada incremento, por

$$\Delta \{\delta\}_i = [k]_{i-1} \Delta \{f\}_i \quad (2.51)$$

Desta maneira, a técnica aproxima o problema não linear a uma série de incrementos lineares e, naturalmente, quanto maior for o número de incrementos, melhor será a solução aproximada.

A técnica Runge-Kutta (de 2ª ordem) é uma variante da anterior, envolvendo agora dois passos para a aplicação de cada incremento, na tentativa de melhor aproximar a curva não linear do algoritmo. Uma das variações dessa técnica consiste na aplicação de todo o incremento no primeiro passo, e as propriedades no segundo passo são definidas pela tangente à curva tensão-deformação correspondente à metade do incremento produzido pelo passo inicial (Figura 2.17). Outra variação é a proposta por Clough e Duncan (1969), cuja rigidez para cada incremento é a média da rigidez inicial (antes do incremento) e da rigidez final (depois do incremento) (ver Figura 2.18). As vantagens de se usar a técnica Runge-Kutta com relação a de um passo são a diminuição da diferença entre a curva de comportamento do material e a curva seguida na solução e a menor importância que passa a ter o número de incrementos (para aproximação multi-linear à curva).

Iterativo

Neste tipo de algoritmo a carga total é aplicada de uma vez e as iterações são feitas de maneira a satisfazer a relação tensão-deformação. Diz-se que uma solução iterativa terminou quando o erro é menor que uma tolerância (arbitrariamente escolhida), o que significa que as tensões e deformações seguem de perto o comportamento tensão-deformação do material. As tensões, no entanto, não estão em equilíbrio com a carga aplicada.

Dispõe-se de dois algoritmos iterativos. O primeiro consiste em atingir o equilíbrio a partir da carga não equilibrada (resultante da violação da relação tensão-deformação do material), utilizando uma matriz de rigidez variável, a qual é inicialmente relacionada ao módulo tangente inicial à curva tensão-deformação do material. As iterações que se seguem utilizam a matriz de rigidez referente ao módulo secante ao nível de tensões da iteração anterior (ver Figura 2.19). O outro algoritmo mantém

a matriz de rigidez constante, tomando como valor do módulo o seu valor tangente inicial (Figura 2.20). Neste caso, a matriz de rigidez independe do nível de tensões. O primeiro algoritmo converge mais rapidamente para a solução exata, mas, por modificar a rigidez, cada iteração é mais cara. O segundo tem as iterações mais economicas, embora demore mais a convergir.

Mana (1978) ressalta a vantagem do método iterativo pela sua simplicidade de operação e cita desvantagens tais como: não se pode assegurar a convergência para a solução exata; o algoritmo não é aplicável a materiais cujo comportamento seja função da trajetória de tensões. Lopes (1979) aponta como principal desvantagem do método iterativo a dificuldade de se avaliar o erro envolvido na solução.

Misto

Consiste na aplicação dos dois algoritmos anteriores. A carga é dividida em incrementos e cada incremento sofre iteração.

2.4.4. Modelos

Nesta seção, apenas modelos elásticos serão examinados;

Diz-se que um material é elástico quando existe uma relação entre tensões e deformações, onde não há dissipação de energia num ciclo de carregamento e descarregamento. A equação fundamental para um corpo elástico pode ser definido pela Lei de Hooke

$$\Delta\{\epsilon\} = [D] \Delta\{\sigma\} \quad (2.52)$$

onde $\Delta\{\epsilon\}$ = incremento de deformações

$[D]$ = matriz de elasticidade

$\Delta\{\sigma\}$ = incremento de tensões

(a) Lineares

O modelo elástico linear é sem dúvida a mais simples representação do comportamento tensão-deformação do solo. A matriz de elasticidade $[D]$, fica definida por um dos pares de parâmetros independentes:

(i) Modelo com E e ν

(ii) Modelo com G e K

$$\text{onde } E = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} \quad ; \quad \nu = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_1}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad K = \frac{E}{1-2\nu}$$

Os solos e as rochas são materiais de comportamento não linear; pode-se, no entanto, usar a análise elástica linear em alguns casos, tais como: (i) na falta de um modelo mais elaborado, (ii) para estudos paramétricos, (iii) na obtenção de dados para projeto e interpretações simples de observações de campo e (iv) quando se trabalha com fatores de segurança altos de maneira que o material apesar de não possuir um comportamento linear, atue nessa faixa da sua curva tensão-deformação. Deve-se, porém, levar em conta sempre as limitações inerentes à tal consideração.

(b) Não lineares

Pretendendo-se cobrir todo o domínio de aplicação das cargas, desde a fase elástica até a plástica, alguns autores propuseram a utilização de modelos multilineares ou funcionais.

Modelo bilinear (utilizado por Dunlop & Duncan, (1970))

Definem-se os parâmetros elásticos E e ν antes e depois da ruptura. Para cada incremento de carga, verifica-se que elementos atingem o escoamento e a eles atribui-se um valor de E muito baixo (ver Figura 2.21).

Modelo trilinear

Neste modelo, quando as tensões passam do valor de pico, "removem-se" as tensões em excesso através da aplicação de forças nodais em sentido contrário para representar o módulo de deformação negativo (Figura 2.22). O incremento de tensões calculado deve ser diminuído do estado de tensões anterior para que se situe na parte descendente da curva de tensão-deformação.

Modelo hiperbólico

Uma maneira muito usada para simular o comportamento não linear do solo é o modelo hiperbólico utilizado por Duncan e Chang (1970). As curvas tensão-deformação dos solos podem ser ajustadas a uma hipérbole expressa por (Figura 2.23).

$$E_t = E_i \left[1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (2.53)$$

onde E_i = módulo tangente inicial

E_t = módulo tangente correspondente a um certo nível de tensões

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = resistência à compressão do solo

$$R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

2.4.5. Simulação de escavação

A simulação da escavação é feita dentro da seguinte lógica: Suponha uma massa de solo em equilíbrio, sujeita a um certo estado de tensões, da qual será escavada uma parte, como mostra a Figura 2.24. O efeito da parte a ser removida sobre a parte remanescente é representado pelo sistema de tensões \underline{I} , atuando na superfície potencial da escavação (Figura 2.24b). A simulação da escavação é feita aplicando-se um sistema de tensões igual a \underline{I} na superfície escavada, mas com sentido contrário (Figura 2.24c). Os deslocamentos, tensões e deformações (incrementais) devido à aplicação de \underline{I} são adicionados aos valores iniciais (que exis-

tiam na Figura 2.24a] para se obter os valores existentes após a escavação.

Quando se usa o MEF para simular uma escavação, o processo envolve especificamente as quatro etapas seguintes:

(1) Calcular as forças nodais exercidas pela porção a ser escavada (A), nos nós ao longo da superfície potencial de escavação na parte do solo que fica (B).

(2) Eliminar a rigidez da parte escavada (A).

(3) Aplicar na massa de solo que fica, forças nodais iguais em valor e de sinal oposto às calculadas no item (1).

(4) Adicionar os incrementos de deslocamentos, deformações e tensões assim obtidos, aos originalmente existentes na região (B).

Quase todos os métodos de simulação de escavação seguem essa linha geral; contudo, diferem na determinação das forças nodais necessárias ao primeiro item e na eliminação da rigidez (Manna, 1978).

Clough e Duncan (1969) calcularam primeiramente as tensões nos nós da fronteira da escavação através de interpolação polinomial das tensões nos centróides de quatro elementos adjacentes (ver Figura 2.25a) à cada nó. Conhecidas as tensões nos nós, obtinham as forças nodais supondo linear a variação destas tensões, como mostra a Figura 2.25b. Esta técnica requer um cuidado especial nos cantos (quinas) da escavação ou quando há variação de material.

Wong (1971; também Christian e Wong, 1973) estrapolou as tensões ao longo de uma fronteira da escavação usando a média das tensões nos quatro elementos ou interpolação polinomial. (Para uma malha retangular regular, os resultados seriam os mesmos, utilizando-se uma ou outra opção.) Este método apresenta sérios erros quando se trata de cortes verticais. Tais erros foram atribuídos à representação inadequada dos gradientes de tensões por

elementos finitos. Posteriormente, o método foi melhorado, usando-se uma extrapolação polinomial quadrática, o que, no entanto, só diminuiu as discrepâncias antes constatadas.

Chandrasekaran e King (1974) propuseram o cálculo da força equivalente da seguinte forma: Primeiramente, considerando as tensões geostáticas, calculam as forças em todos os nós das diversas etapas de escavação através de

$$\{f\} = \int_v [B]^T \{\sigma_0\} dv \quad (2.54)$$

Aplicam em seguida as forças nos nós da primeira etapa de escavação. As forças nos nós de etapas posteriores são, então, atualizadas, multiplicando-se a matriz de rigidez dos elementos abaixo das fronteiras, pelos deslocamentos incrementais desta etapa. Assim, após a i-ésima etapa, as forças a serem aplicadas nos nós de etapas posteriores serão

$$\{f\}_i = \{f\}_{i-1} + [k]_i \{\delta\}_i \quad (2.55)$$

Os resultados obtidos por Chandrasekaran e King atendem ao requisitos de unicidade de solução, demonstrado por Ishihara (1970)*. (Pequenas diferenças encontradas foram atribuídas à pequena rigidez que permanece nos elementos removidos.) Esta técnica foi empregada nas teses de Tsutsumi (1975), Fujii (1976) e Almeida (1977).

Mana (1978) propôs um novo método, que produz solução única independente do número de etapas em que é simulada a escavação, o qual consiste em calcular diretamente as forças nodais de escavação usando as tensões nos elementos (isoparamétricos) adja

*Ishihara (1970) demonstrou que o resultado da análise de uma escavação em material elástico linear independe do número de etapas em que a escavação é simulada. A isto se chama de unicidade de solução, requisito que as técnicas de simulação de escavação devem satisfazer.

centes à escavação. Mana calcula em todos os estágios da escavação as forças nodais equivalentes às tensões segundo a Equação 2.54 (utilizada por Chandrasekaran e King no estágio inicial), a qual pode ser demonstrada pelo princípio dos trabalhos virtuais. Antes de uma nova etapa, as forças nos nós expostos são calculadas com as tensões existentes após a etapa anterior nos elementos logo abaixo da superfície de escavação (os sinais são, naturalmente, trocados). No item (2) do processo geral de simulação de escavações, Mana utiliza rigidez nula nos elementos removidos, quando anteriormente reduzia-se o módulo de elasticidade até próximo de zero. Desta maneira, os graus de liberdade associados aos pontos nodais na parte removida saem do sistema de equações, evitando, assim, uma rigidez desnecessária e diminuindo o número de equações a ser resolvido. A Figura 2.26 mostra uma comparação feita por Mana entre seu método e o de Clough e Duncan (1969), para uma simulação de escavação em 1 e 3 etapas.

Pontes Filho (1981) criticou o método de Mana quando se trata de escavações com face vertical por produzir forças verticais nesta face, o que considera não corresponder à realidade (também na face horizontal foi considerado irreal o aparecimento de forças horizontais). Pontes Filho sugeriu, então, para eliminação dessas forças, calcular-se as forças de escavação como reações de apoio de uma viga (multitrotulada, seguindo a configuração da rede) submetida às tensões atuantes normalmente à face exposta (ver Figura 2.27). Seu teste de unicidade em uma e duas etapas é mostrado na Figura 2.28, onde se nota uma pequena diferença entre as duas simulações. O método foi empregado na análise de uma escavação experimental não escorada em Sarapuĩ (RJ).

O programa PROGE01 (Lopes, 1980), utilizado neste trabalho, usa elementos isoparamétricos quadráticos (8 nós). No programa existem as opções de se fazer o cálculo de forças: (a) exatamente como Mana ou (b) fazendo-se a média das forças calculadas com as tensões dos elementos removidos (como por Mana), com as forças calculadas com as tensões dos elementos que permanecem.

Testou-se a unicidade da simulação de uma escavação horizontal e de canto, em uma e duas etapas lineares usando-se as duas opções. A Figura 2.29 mostra a rede de elementos finitos usada para os testes.

No caso da escavação horizontal, verificou-se a unicidade de soluções para as duas opções acima mencionadas, embora elas não forneçam os mesmos resultados. O método de Mana produziu deslocamentos no fundo da escavação em ondas, o que não é esperado nesse tipo de situação, enquanto que o que leva em conta a média das forças produziu deslocamentos iguais do fundo (Figura 2.30a).

Para a escavação em canto, os deslocamentos no fundo da vala calculados pelo método de Mana se comportam como no caso anterior, sendo, porém, compatíveis na face vertical da escavação, e satisfazendo a unicidade de soluções. A segunda opção apresenta configuração de deslocamentos coerente, embora não produzindo um resultado único para a escavação em uma e duas etapas (Figura 2.30b), permanecendo uma diferença dos deslocamentos (entre uma e duas etapas) de 10% na face vertical e 15% no fundo da vala, aproximadamente*.

Escolheu-se a segunda opção do programa PROGE01 para os estudos do Capítulo 4 porque considerou-se aceitável a diferença dos deslocamentos para as duas simulações (1 e 2 etapas), dando-se preferência à coerência da configuração dos deslocamentos do fundo.

*Vale mencionar que não foram encontrados nos trabalhos publicados sobre a unicidade de solução, os deslocamentos do fundo da escavação, mas somente nas paredes. Assim, não se sabe se o problema do fundo em ondas foi encontrado por outros pesquisadores.

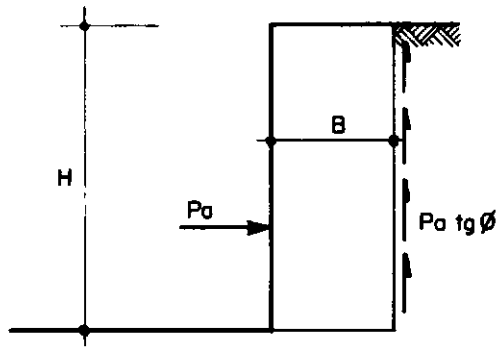
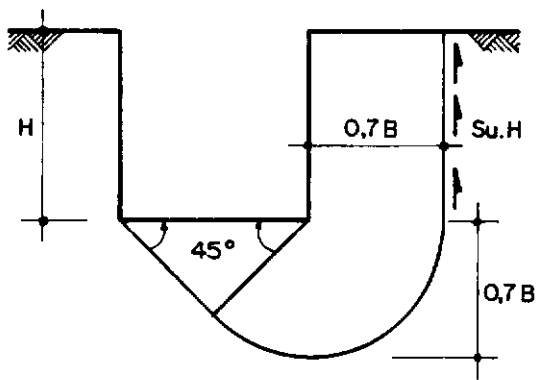
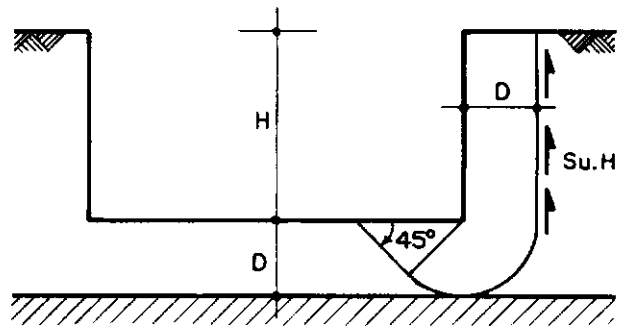


FIG. 2.1 — Análise da ruptura de fundo para escavações em solos arenosos. TERZAGHI (1943).

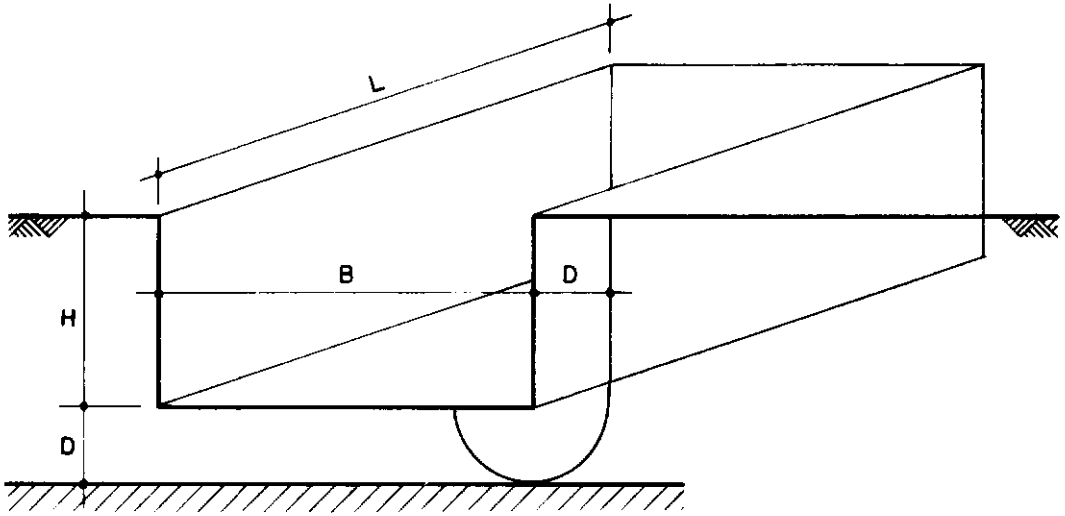


(a)

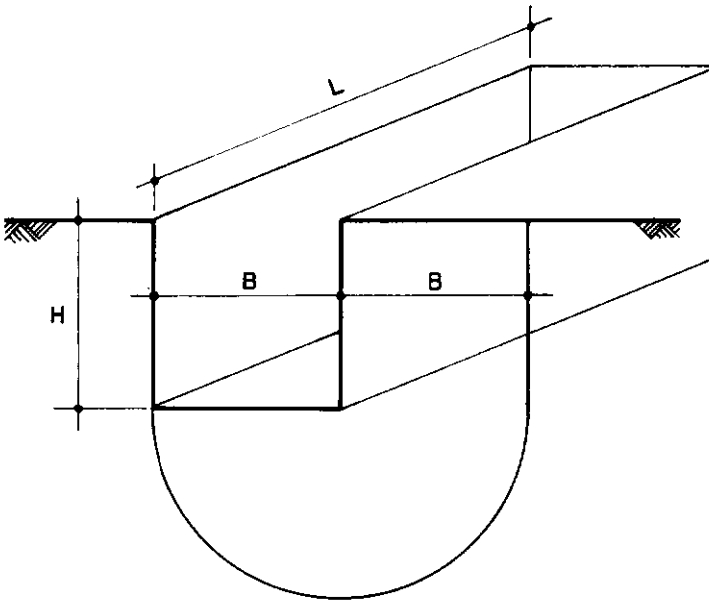


(b)

FIG. 2.2 — Análise da ruptura de fundo para escavações em solos argilosos não drenados. TERZAGHI (1943).

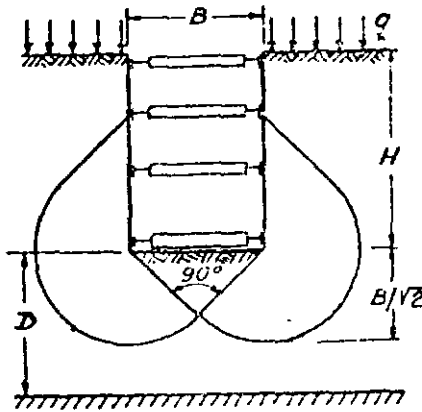


(a)

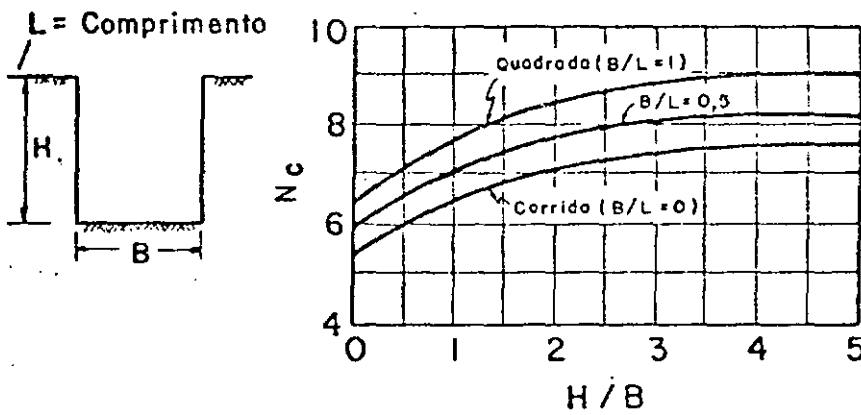


(b)

FIG. 2.3 — Análise da ruptura de fundo para escavações em solos argilosos não drenados. TSCHEBOTARIOFF (1948).

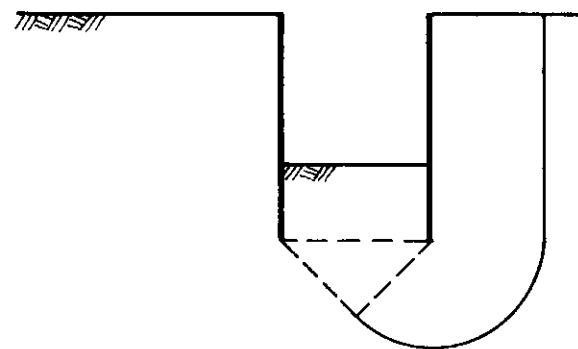


(a) Ruptura localizada abaixo do fundo da escavação

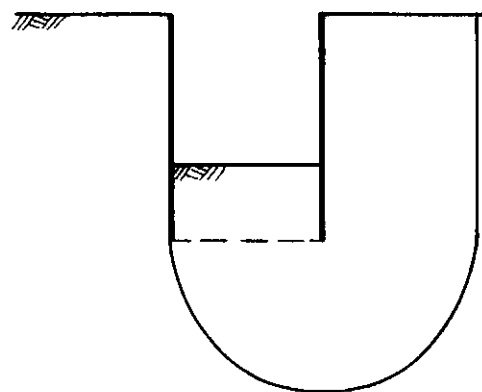


(b) Análise de ruptura para escavações em solos argilosos não drenados.

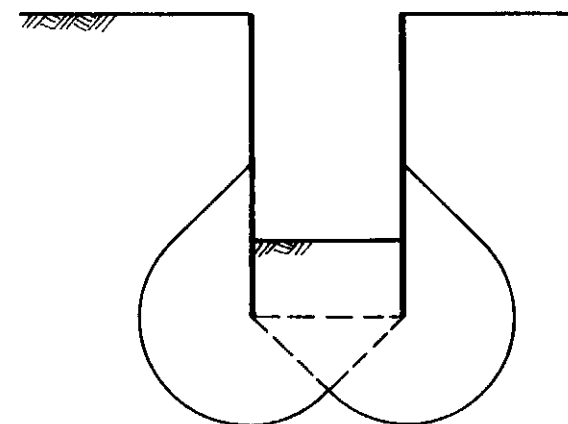
FIG. 2.4 - Ruptura de fundo de escavações profundas ($H/B > 1$)
(Bjerrun e Eide, 1956)



TERZAGHI



TSCHEBOTARIOFF



BJERRUM E EIDE

FIG. 2.5 a — Mecanismos possíveis de ruptura de fundo levando em conta a existência da ficha.

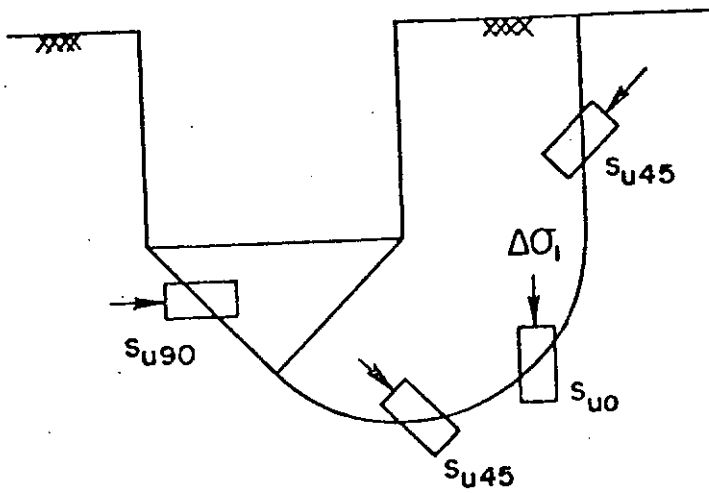


FIG. 2.5b- Rotação das tensões principais segundo o mecanismo de ruptura de Terzaghi (Clough e Hansen, 1981)

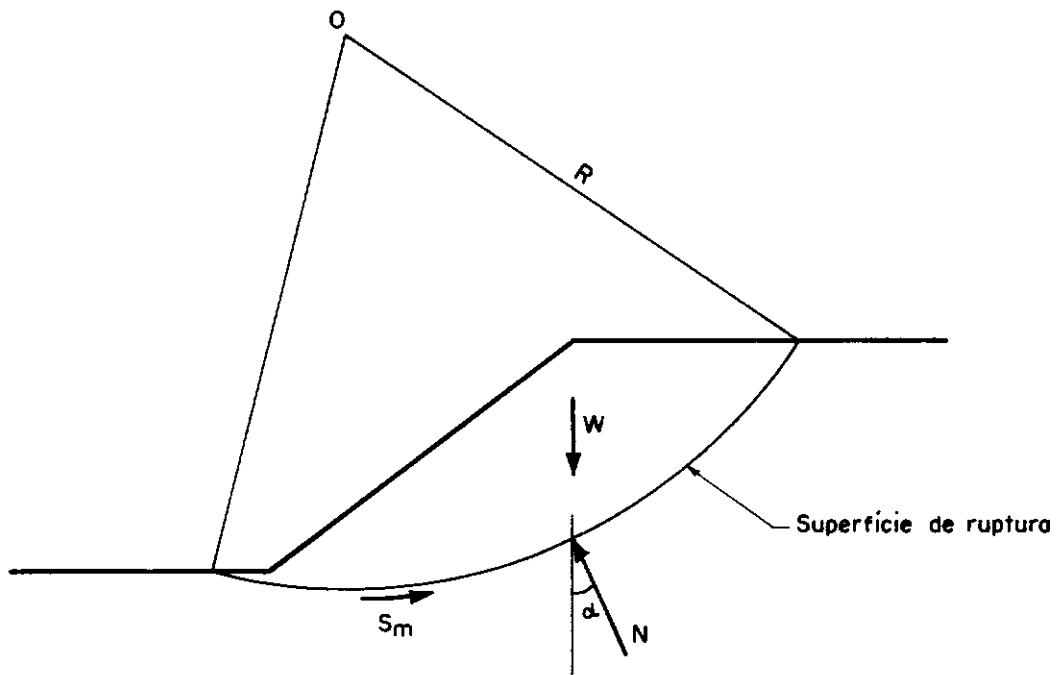


FIG. 2.6 — Método do Angulo de Atrito Nulo.

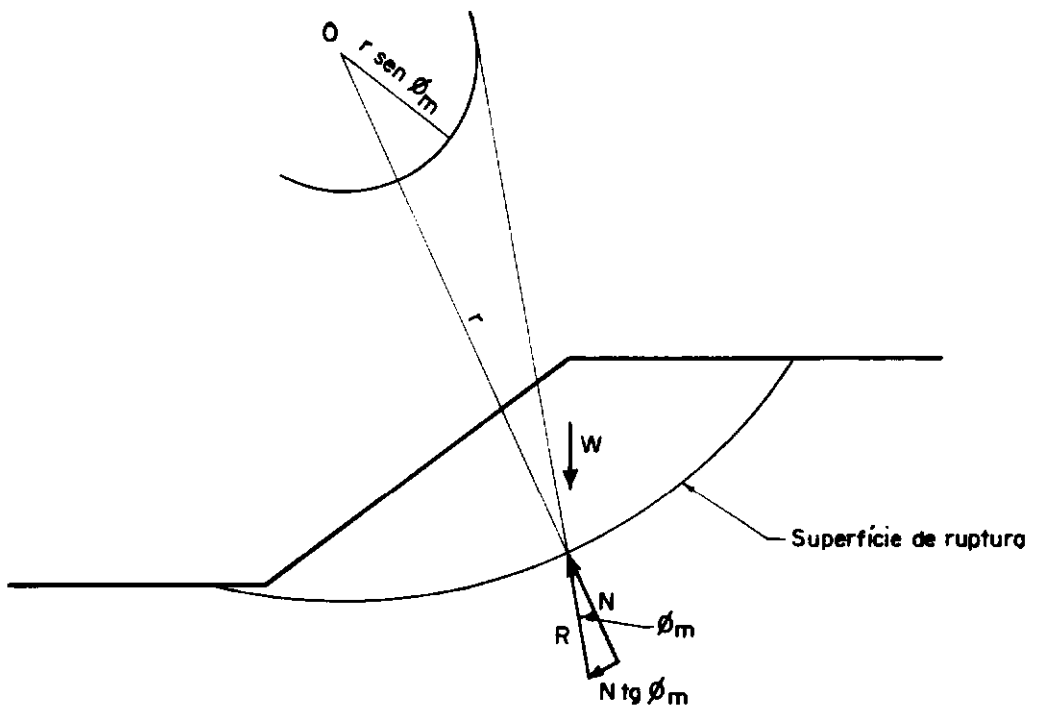


FIG. 2.7 — Método de Taylor.

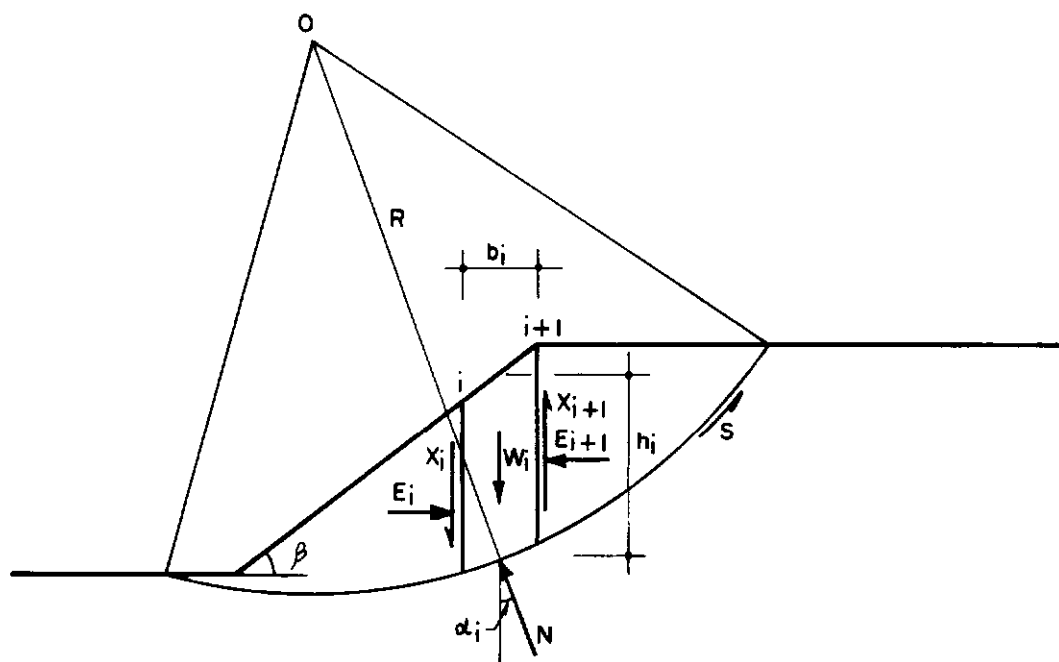
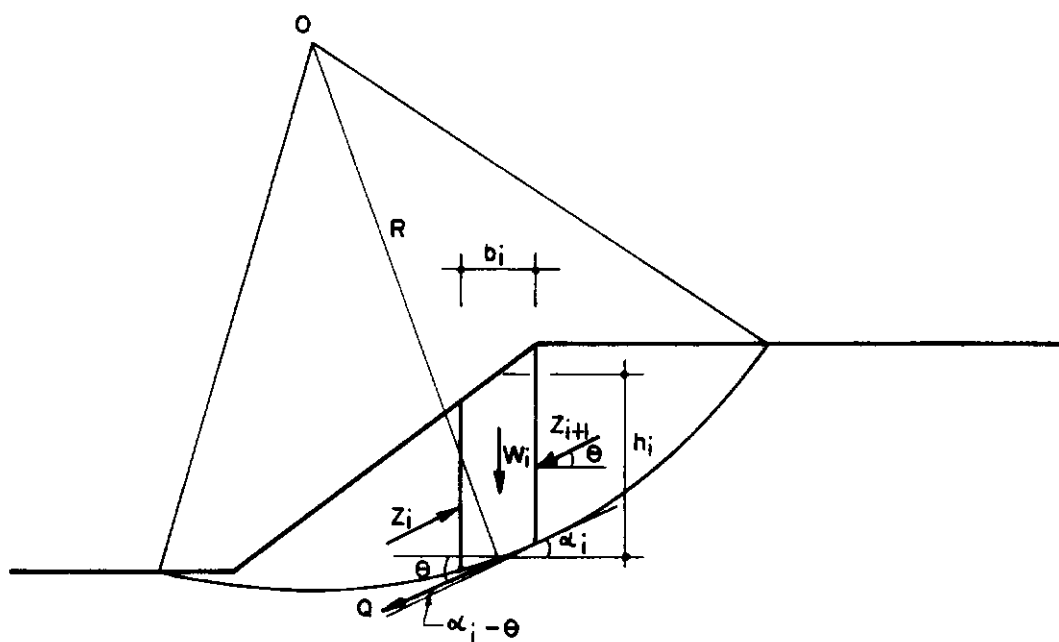


FIG. 2.10 — Método de Bishop Simplificado.



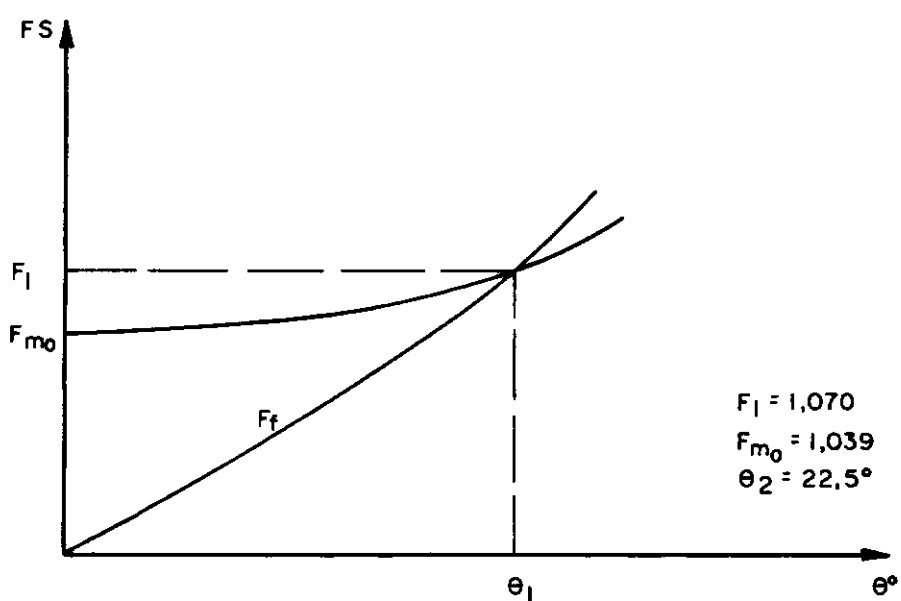


FIG. 2.12 — Exemplo da variação de F_m e F_f em relação a θ_1 para um talude de inclinação $\beta = 26,5^\circ$. SPENCER (1967).

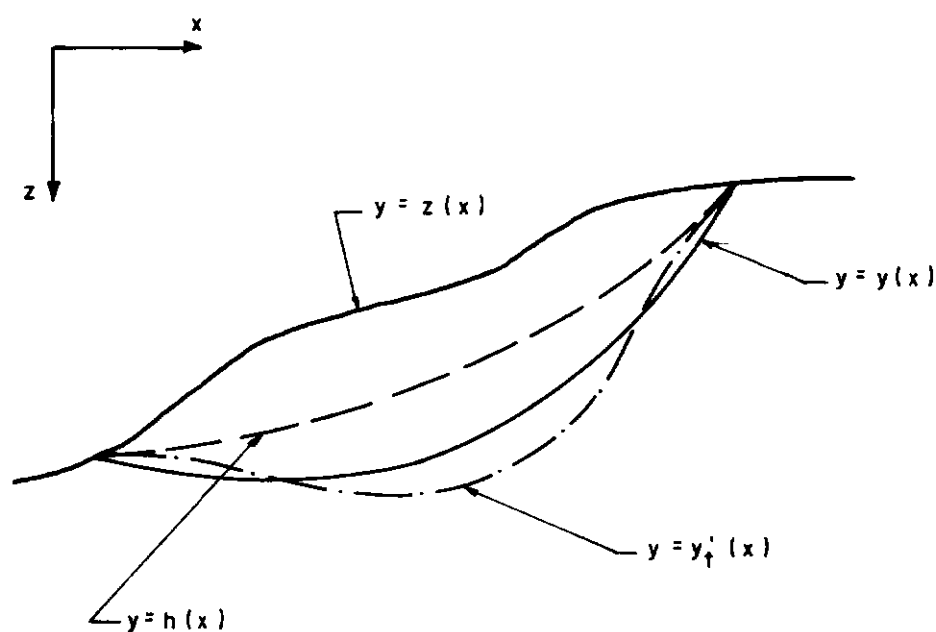


FIG. 2.13 — Superfícies definidas por Morgenstern e Price. MORGENSTERN e PRICE (1965).

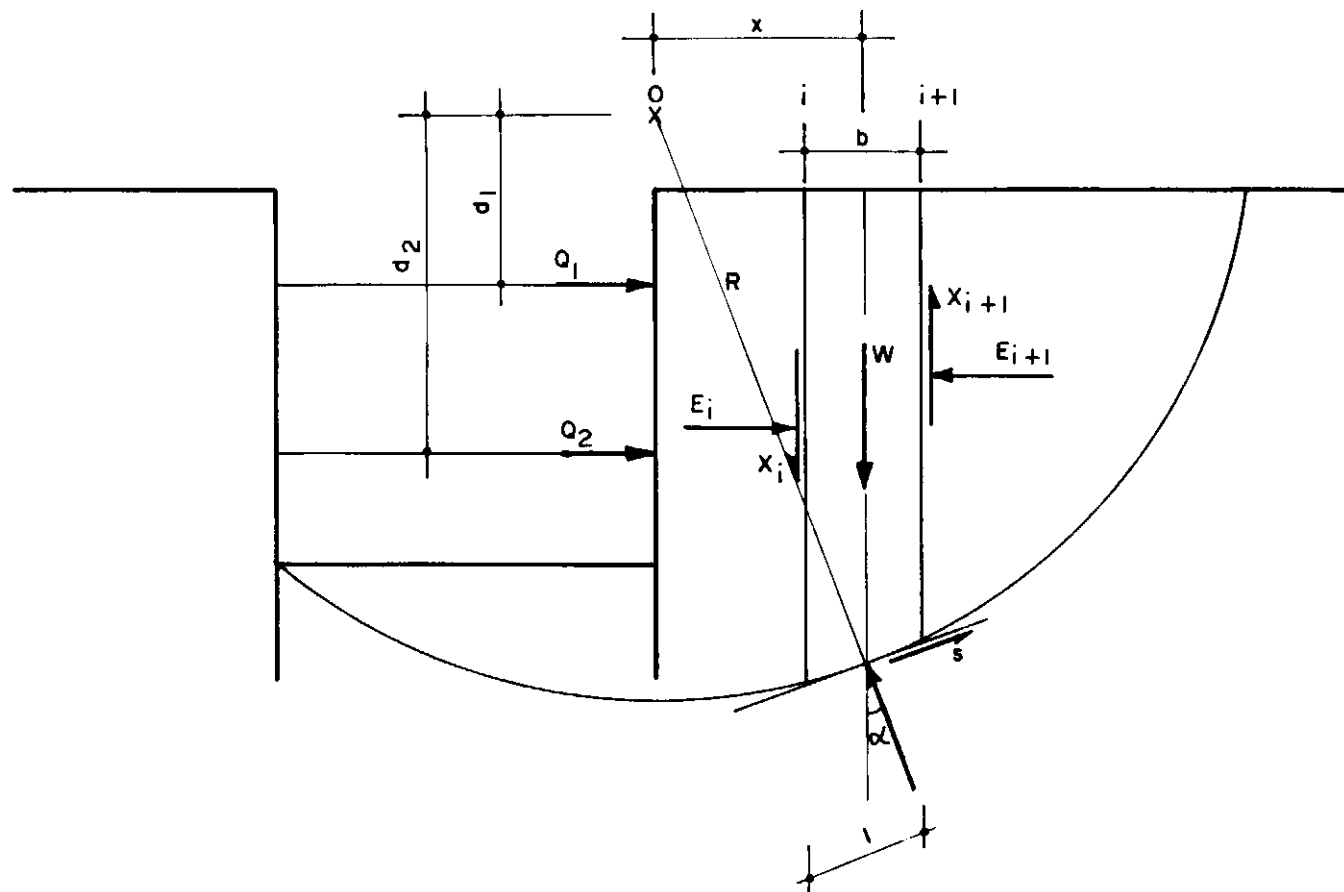
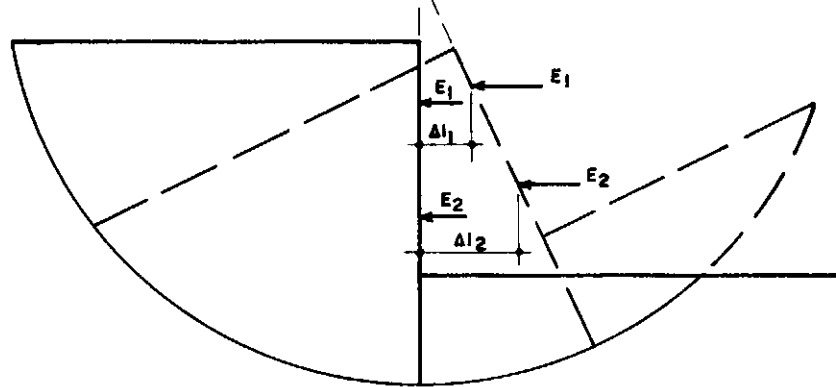
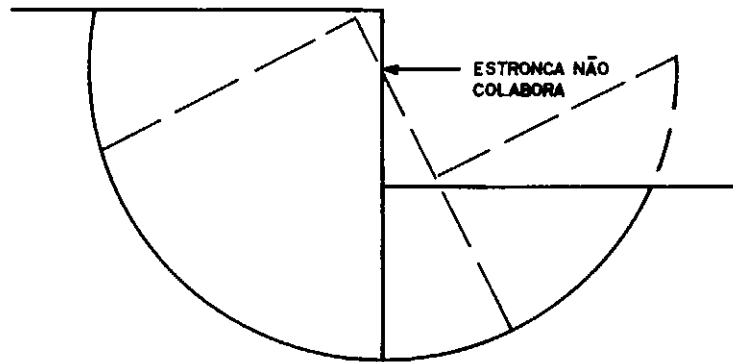


FIG. 2.14 — Forças atuantes para cálculo da estabilidade de uma escavação escorada.



(a) Consideração para cálculo do momento nas estroncas levando em conta o colapso da estronca inferior



(b) Rotação da parede em torno do ponto de apoio

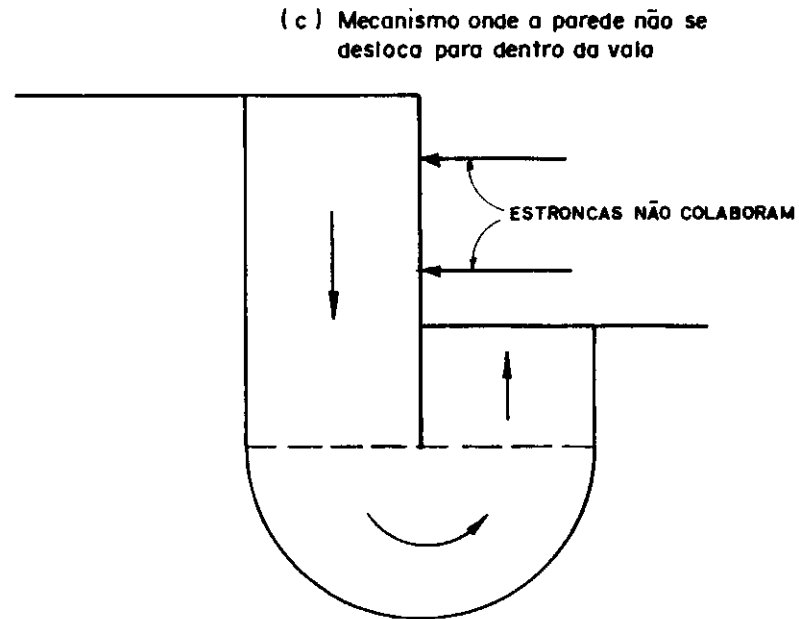


FIG. 2.15 — Mecanismos de ruptura possíveis.

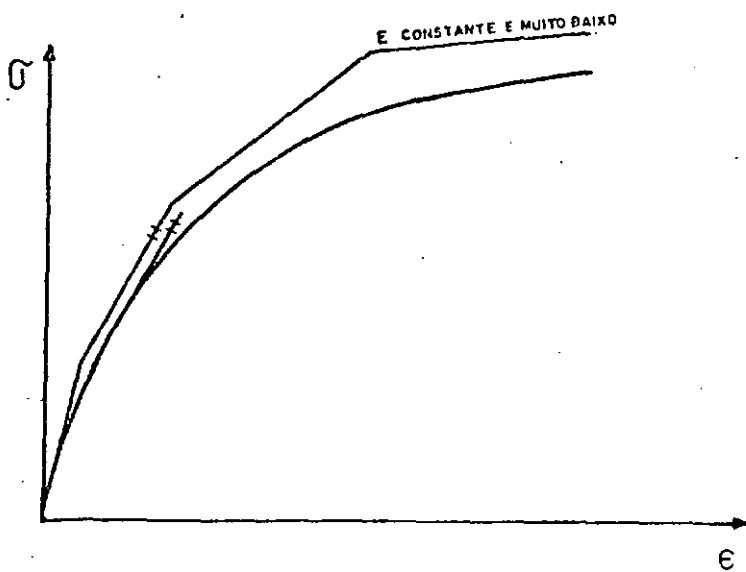


FIG. 2.16 - Rigidez tangencial

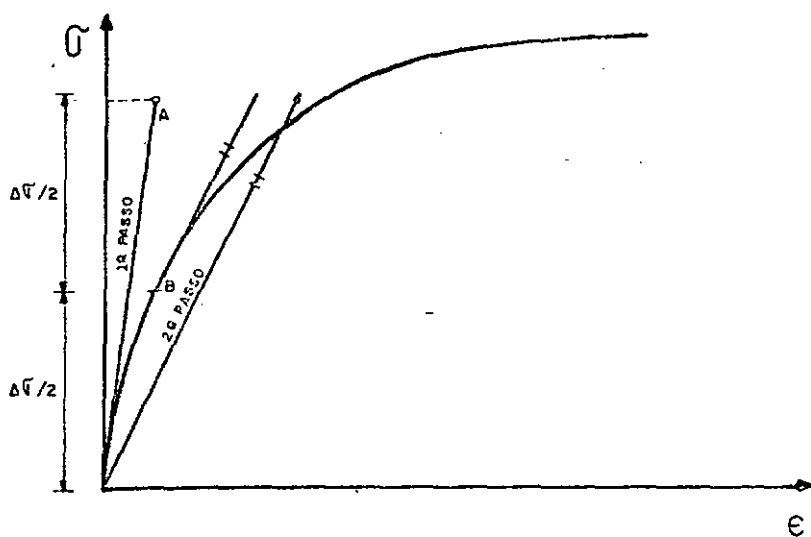


FIG. 2.17 - Runge - Kutta com dois passos

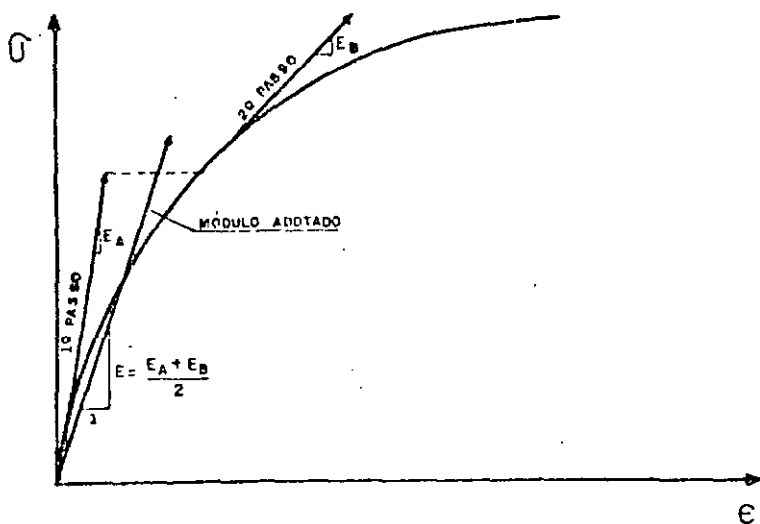
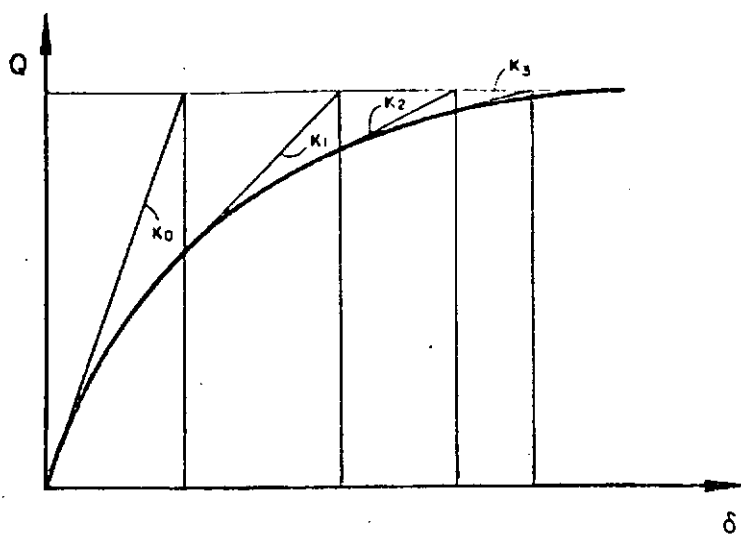
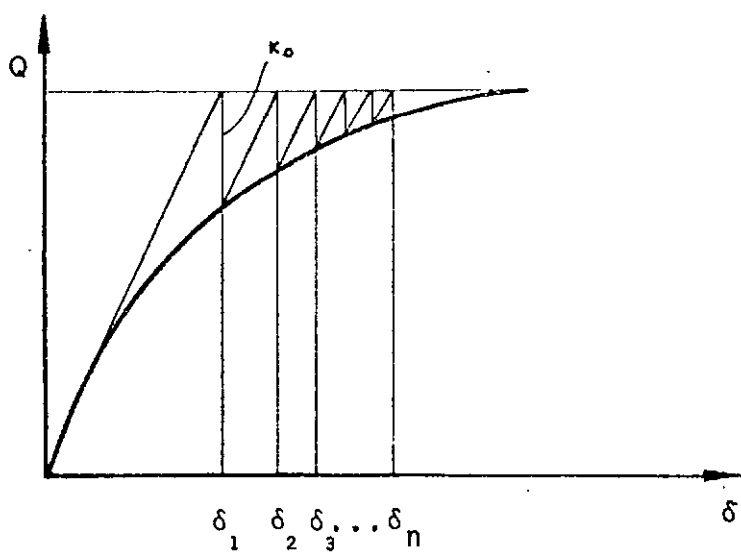


FIG. 2.18 - Runge - Kutta modificado



2.19 - Método Iterativo com rigidez variável.



2.20 - Método Iterativo com rigidez constante

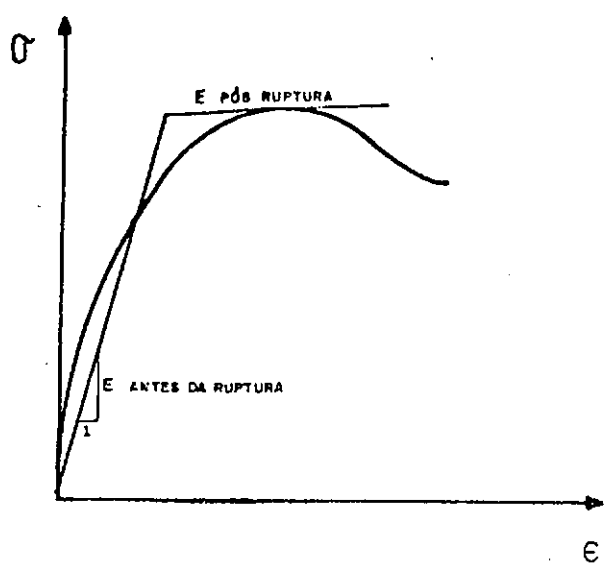


FIG. 2.21 - Modelo Bilinear

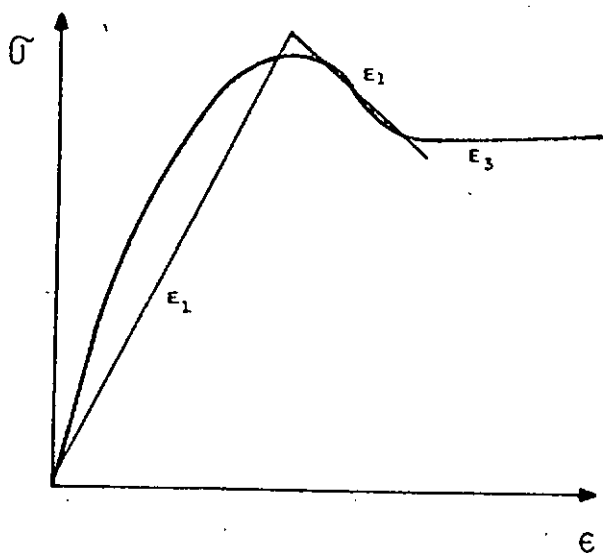


Fig. 2.22 - Modelo Trilinear

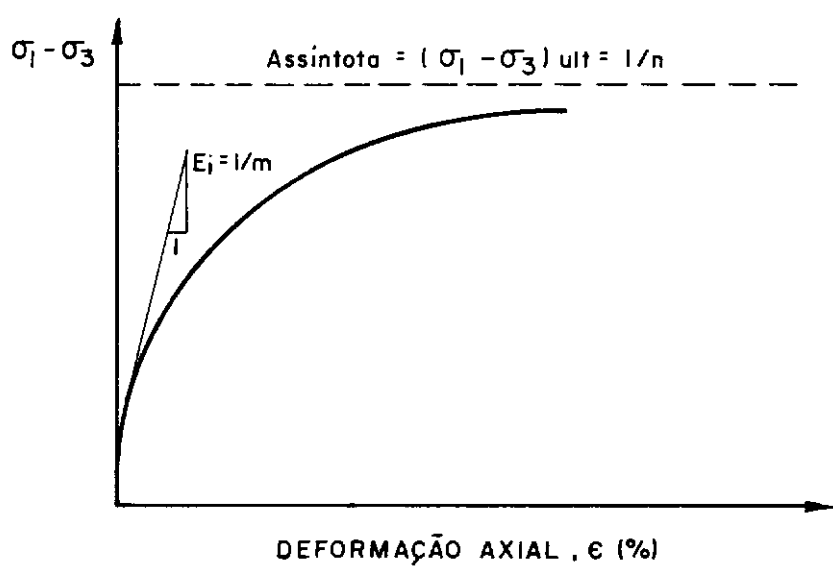


FIG. 2.23 – Curva tensão-deformação hiperbólica.

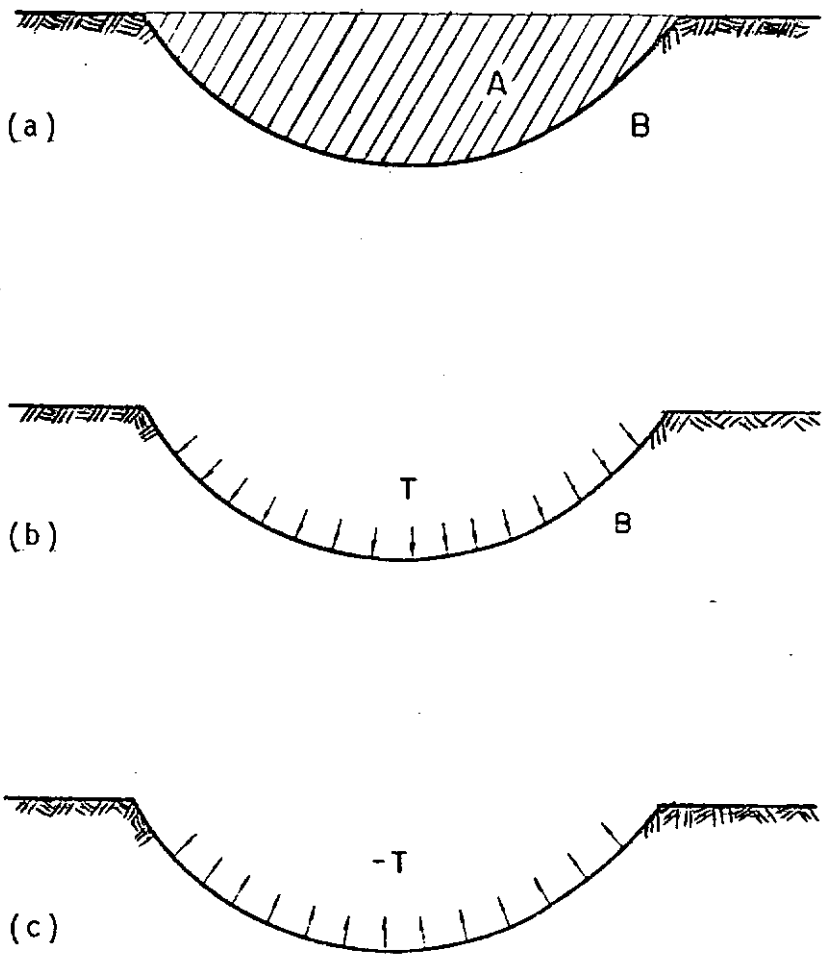
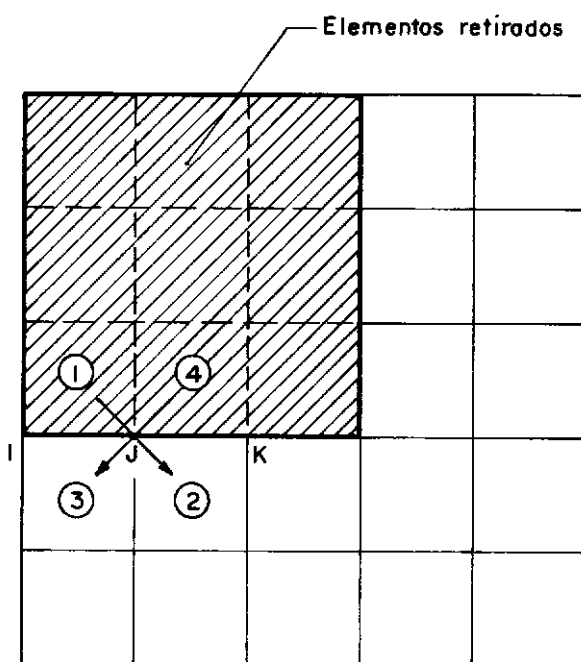
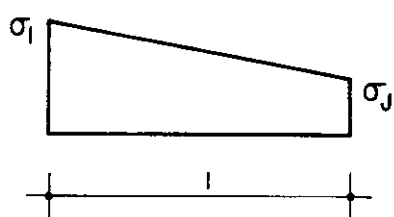


FIG. 2.24 - Simulação esquemática de uma escavação



(a)



$$F_I = l \left[\frac{1}{3} \sigma_I + \frac{1}{6} \sigma_J \right]$$

$$F_J = l \left[\frac{1}{6} \sigma_I + \frac{1}{3} \sigma_J \right]$$

(b)

FIG. 2.25 — Cálculo de forças de escavação segundo Clough e Duncan (1969).

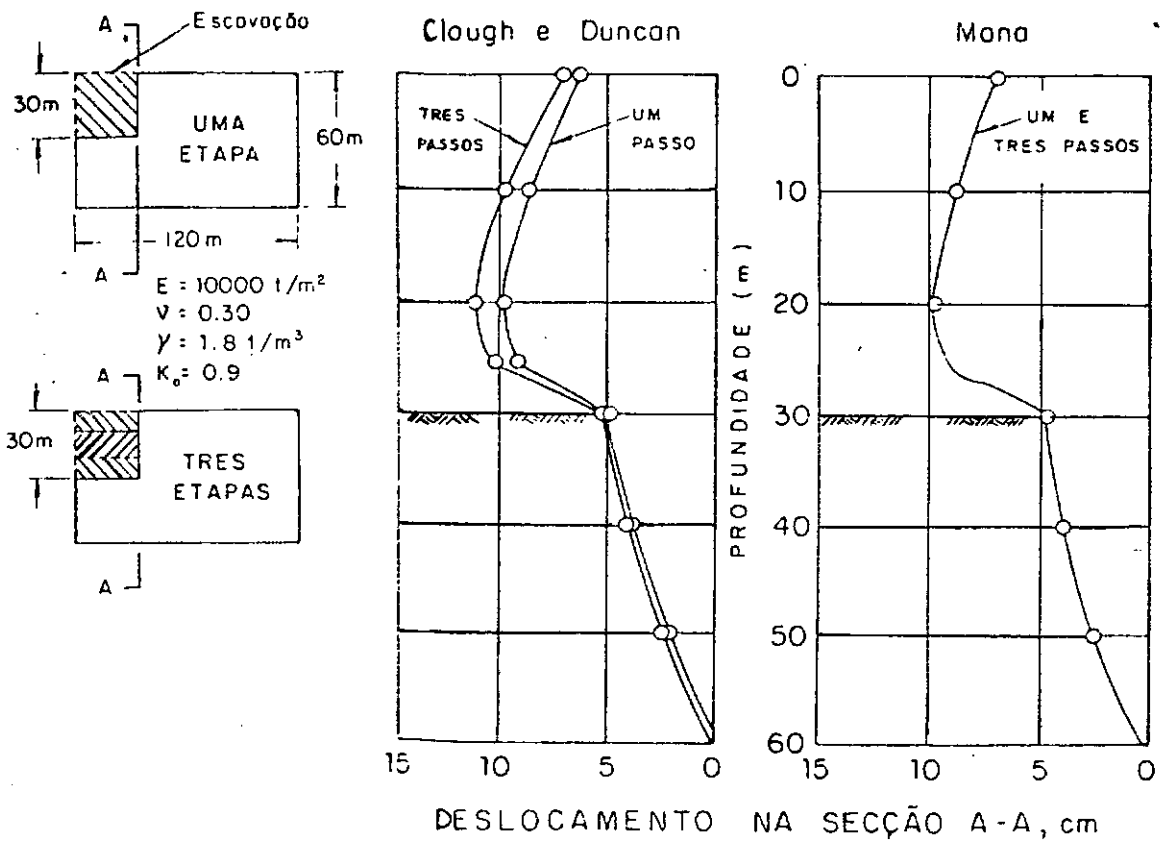


FIG. 2.26 - Comparação entre os testes de unicidade feitos por esquemas diferentes (Mana, 1978).

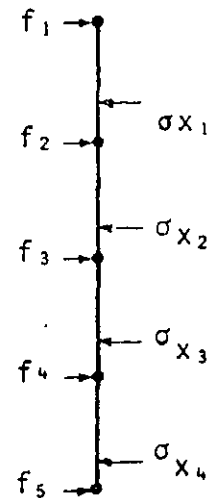
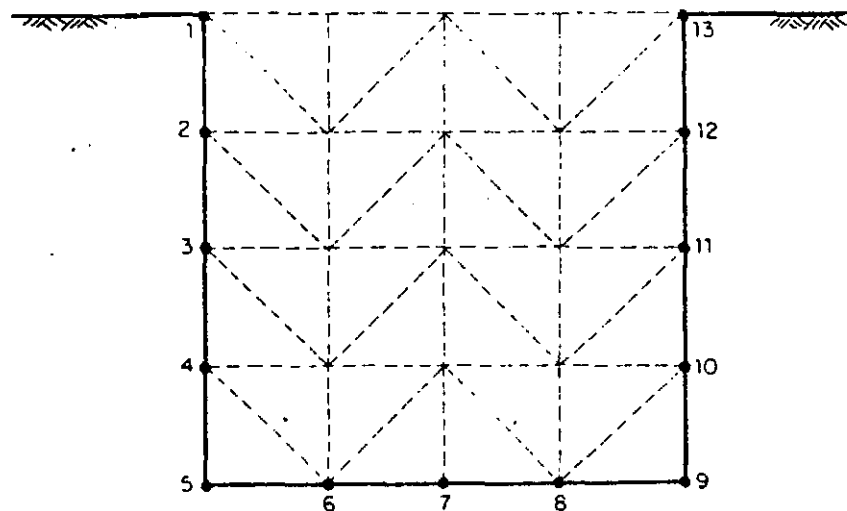


FIG. 2.27 - Exemplo esquemático do método utilizado para obtenção das forças nodais equivalentes (Pontes F9, 1981)

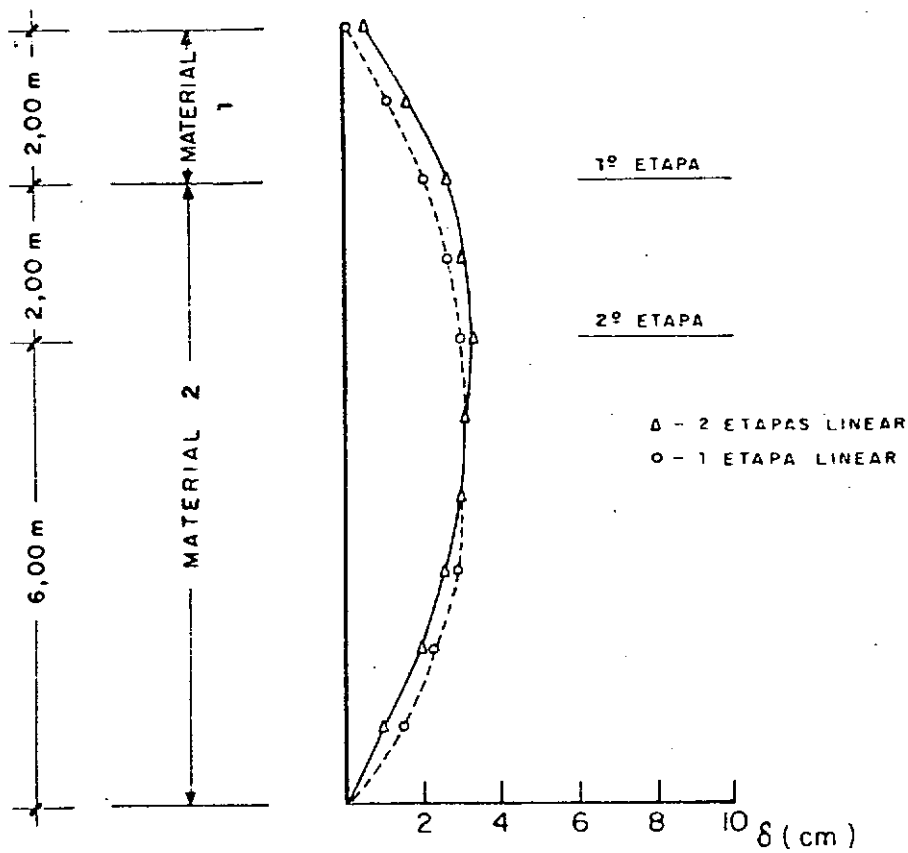
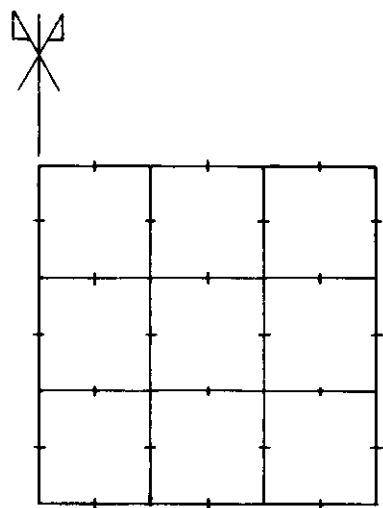
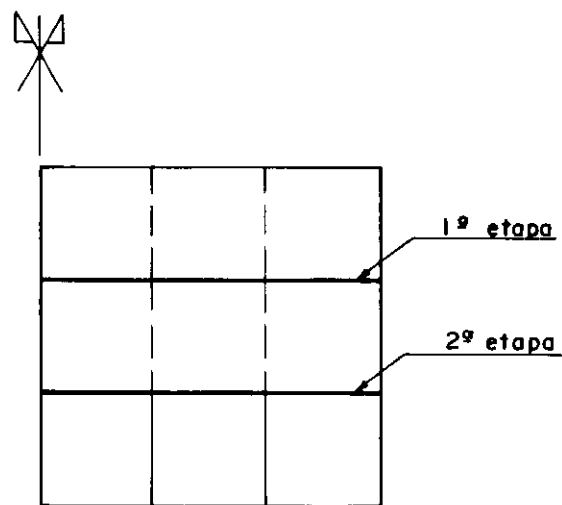


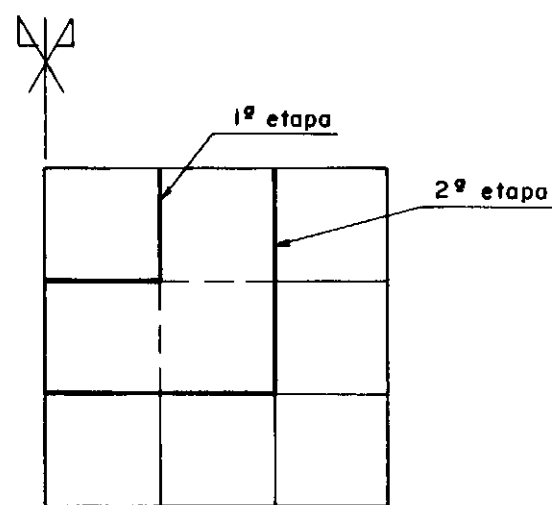
FIG. 2.28 - Teste de unicidade para deslocamentos horizontais em uma e duas etapas (Pontes F0, 1981)



(a) REDE DE ELEMENTOS FINITOS

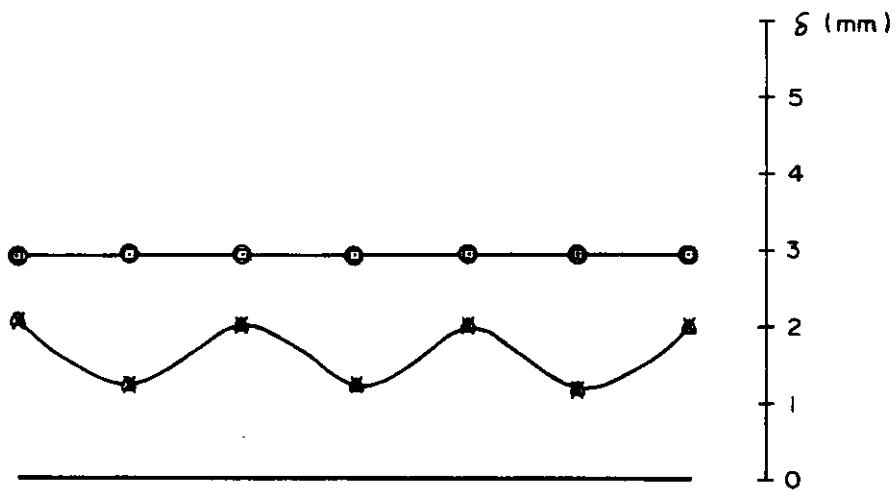


(b) ESCAVAÇÃO HORIZONTAL

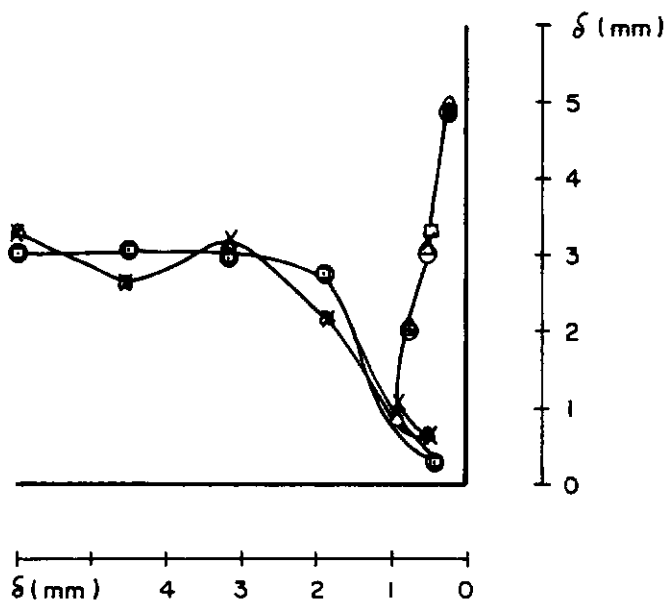


(c) ESCAVAÇÃO EM CANTO

FIG. 2.29 – Rede de elementos finitos utilizada e escavações simuladas para o teste de unicidade.



(a) ESCAVAÇÃO HORIZONTAL



(b) ESCAVAÇÃO EM CANTO

SOLUÇÃO DE MANA $\left\{ \begin{array}{l} X - 1 \text{ etapa linear} \\ \Delta - 2 \text{ etapas linear} \end{array} \right.$

SOLUÇÃO DO PROGEIO I $\left\{ \begin{array}{l} \odot - 1 \text{ etapa linear} \\ \square - 2 \text{ etapas linear} \end{array} \right.$

CAPÍTULO 3

ESTUDO PARAMÉTRICO POR EQUILÍBRIO-LIMITE

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feito um estudo da influência de alguns parâmetros, tais como largura, ficha e profundidade da camada resistente, no fator de segurança à ruptura pelo fundo de uma escavação com 2 níveis de estroncas. Nos estudos constantes deste capítulo são analisada a situação final da escavação e não se considera a possibilidade de ruptura da parede; a ruptura de estroncas só é considerada quando parte do mecanismo de ruptura pelo fundo, como discutido no item 2.3. Os fatores de segurança e círculos críticos encontrados por equilíbrio-limite são comparados com aqueles previstos nos métodos expeditos, abordados no item 2.1. O Método de Bishop Simplificado foi escolhido como método de equilíbrio limite para estes estudos, dentro do procedimento descrito no item 2.3.

3.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS TESTADOS

Foi pesquisado o fator de segurança mínimo e superfície de ruptura correspondente para uma vala de 10 m de profundidade em que a largura da vala, a ficha e a profundidade da camada resistente variavam (ver Fig. 3.1. e Tabelas 3.1a e 3.1b). Todos os casos estudados tinham dois níveis de estroncas, com módulo de elasticidade (típico do aço) de $21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ e seção de $0,005 \text{ m}^2$ e $0,010 \text{ m}^2$ no primeiro e segundo níveis, respectivamente.

Foram realizadas análises não drenadas - em pressões totais - e drenadas. No caso não drenado, foram adotados perfis em que a coesão (não drenada) era constante ou crescia com a profundidade. No caso drenado, ângulos de atrito de 25° , 30° e 35° foram usados, todos com coesão nula. Os casos estudados constam das

Tabelas 3.1a e 3.1b, respectivamente.

Nos casos não drenados, foi considerado um peso específico do solo de 20 kN/m^3 . Admitiu-se que o nível d'água se encontrava na superfície (todo o solo saturado), justificando a análise tipo $\phi = 0^0$. Nos casos drenados, foi considerado um peso específico de 10 kN/m^3 , o que corresponde a material submerso. Embora numa situação real o interior da vala tivesse que ser drenado, criando forças de percolação desfavoráveis à estabilidade, além de eventualmente criar empuxo contra a parede, nos casos (drenados) estudados, a ação da água só foi considerada como submergindo o solo.

Os parâmetros de deformação (módulo de elasticidade do solo, Coeficiente de Poisson e o coeficiente de empuxo no repouso) não são incluídos nesta análise devido às próprias características do método utilizado. Esses parâmetros só poderiam ser levados em consideração no Método dos Elementos Finitos, que tem a capacidade de analisar deformações bem como de incluir o estado de tensões inicial no cálculo das forças criadas pela escavação.

Em todos os casos foram considerados dois tipos de ação das estroncas - Tipos B e C -, como mencionado no item 2.3., além da não consideração das estroncas - denominados Tipo A.

3.3. RESULTADOS

3.3.1. Análise não-drenadas

Realizadas as análises dos casos não drenados constantes na Tabela 3.1.a., comparou-se inicialmente esses resultados com aqueles produzidos por métodos expeditos propostos por Terzaghi (1943) e Tschebotarioff (1951). Naturalmente, tais comparações devem ser feitas apenas para análises Tipo A, onde as estroncas não contribuem para a estabilidade do sistema, pois os métodos de Terzaghi e Tschebotarioff não consideram essa contribuição, o que seria razoável supor nos mecanismos de ruptura em que a

parede não se desloca para dentro da vala. Ainda, sō foram usados na comparação os casos de resistência drenada constante com a profundidade, devido, também, às limitações dos dois métodos citados.

O cálculo do fator de segurança foi feito através da Equação 2.13a, segundo a proposição de Terzaghi, e através de Equação 2.13b, relativa à proposição de Tschebotarioff. Neste último caso, o F_s foi expresso em função da resistência não drenada do solo, podendo-se escrever a Equação 2.13b como:

$$H = \frac{\frac{q_u}{F_s} (2,57 + \frac{f}{2B_1})}{\gamma - \frac{q_u}{F_s} \cdot \frac{1}{2B_1}} \quad (3.1)$$

e chegar a seguinte expressão para o fator de segurança:

$$F_s = \frac{1}{\gamma H} (2,57 q_u + (\frac{H+f}{2B_1}) q_u), \quad (3.2)$$

onde $q_u = 2 S_u$

Os resultados da comparação estão na Tabela 3.2. Observa-se que os valores de F_s obtidos através do método de Bishop sem a contribuição das estroncas são menores que os de Tschebotarioff e bastante menores que os de Terzaghi.

Influência dos Parâmetros Testados

Neste item discute-se a influência dos parâmetros mencionados no item 3.2., utilizando-se do método de Bishop conforme exposto no item 2.3., sendo os resultados apresentados na Tabela 3.3.

- (a) Geometria da escavação e profundidade da camada resistente.

Quando se trata de um solo com resistência não drenada constante com a profundidade, a posição do círculo crítico de ruptura e, conseqüentemente, o valor do fator de segurança mínima, variam em função da relação D/B . Existe a tendência do círculo crítico ser profundo (tangenciado a camada resistente), estando sua posição restringida (i) pela largura da escavação (D/B grande) ou (ii) pela profundidade da camada resistente (D/B pequena). No primeiro caso, aumentando-se a largura da escavação (independente de D), o valor do F_s , pode-se dizer, não varia (Ver Figura 3.2, referente aos testes 04, 13 e 14). Fixando-se a profundidade da camada resistente (D) e aumentando-se a largura da escavação (B), a relação D/B diminui até o ponto onde a posição do círculo crítico e o valor do F_s passam a depender de (D) (independente da largura (B)), caindo no segundo caso (Ver Figura 3.3, correspondente aos testes 01, 10 e 16).

Quando a resistência não drenada varia linearmente com a profundidade (testes 03, 06, 09, 12 e 15), geralmente os círculos correspondentes ao fator de segurança mínimo passam pelo pé da ficha, não variando com a profundidade da camada resistente nem com a largura da escavação (Ver Figura 3.4, referente aos testes 03, 06 e 12, e Figura 3.5, referente aos testes 09 e 15). Os círculos críticos eventualmente não passarão pelo pé da ficha se a variação de resistência com a profundidade for menos acentuada.

Vale ressaltar que foram utilizados nos testes mencionados neste sub-item os valores de carga nas estroncas do tipo B.

(b) Comprimento da ficha.

Foram testadas fichas de comprimentos de 3 e 6 m, sendo obrigatória a passagem dos círculos entre o pé da ficha e a camada resistente.

A Figura 3.6 (testes 06 e 09) e a Figura 3.7 (testes 12 e 15) mostram que, para o caso em que a resistência é variável com a profundidade, o F_s cresce à medida que se aumenta o comprimento da ficha. Isso se deve ao fato de os círculos críticos tenderem a ser superficiais, sendo limitados pelo pé da ficha.

No caso de se considerar a resistência constante com a profundidade, não há como estabelecer um critério de variação do F_s com o comprimento da ficha pois, como a superfície crítica tende a ser mais profunda, o valor do F_s não seria afetado por esse parâmetro.

(c) Resistência do solo.

Como foi visto anteriormente, considerou-se três valores de resistência não drenada do solo, sendo dois deles constantes e um outro linearmente crescente com a profundidade (Tabela 3.1 e Figura 3.8).

Para melhor efeito de comparação, supos-se que a variação da resistência com a profundidade era de tal forma que o valor da resistência variável se igualasse ao valor da resistência constante (50 kN/m^2) no pé da ficha de 3m de comprimento, não descartando, porém, comparações feitas com os mesmos dados de resistência mas com um comprimento de ficha = 6m.

Os valores de F_s calculados para o perfil de resistência variável se situaram entre 0,50 e 0,70 daqueles encontrados para o perfil de resistência constante de 5 KN/m^2 (observe-se os resultados na Tabela 3.3. para os testes 02 e 03, 05 e 06, 11 e 12, com 3,0m de ficha, e 08 e 09 com 6,0m de ficha). Isso se deveu ao fato de, no caso de resistência variável, os círculos críticos serem superficiais, sendo, em grande parte da sua extensão, influenciados pela parte menos resistente do solo.

Se forem comparados os F_s entre os perfis de resistência constante (iguais a 30 e 50 kN/m^2), naturalmente os maiores fatores de segurança ocorrerão para o solo de maior resistência, com valores da ordem de 60% maiores (ver Tabela 3.3, com referência aos testes 01 e 02, 04 e 05, 07 e 08, 10 e 11).

(d) Carga nas estroncas

Quanto ao valor do fator de segurança devido à variação da carga nas estroncas, é de se esperar que ele cresça com o au-

mento do valor das cargas (ver Tabela 3.3). O círculo crítico, porém, se torna mais profundo à medida que se aumenta o valor das cargas. Supõe-se que isto se deva ao fato da influência das cargas tornar-se menor à medida que se afasta do seu ponto de aplicação. Assim, as cargas maiores (Tipo C) abrangem uma maior área de influência que as menores (Tipo B).

3.3.2. Análises Drenadas

As análises dos casos drenadas não foram comparadas com métodos expeditos porque somente Terzaghi trata do caso drenado e neste caso, de cortina sem ficha (o caso com ficha tem certa complexidade e não se poderia fazer as hipóteses simplistas que conduziram à solução expedita do caso sem ficha).

Influência dos Parâmetros Testados

Neste item, discute-se a influência dos parâmetros mencionados no item 3.3, sendo os resultados apresentados na Tabela 3.4.

- (a) Geometria da escavação e profundidade da camada resistente.

Como a resistência drenada do solo cresce com a profundidade, os círculos críticos tendem a ser superficiais (passando pelo pé da ficha), semelhante ao caso de resistência não drenada variável com a profundidade, discutido no item 3.3.1.1. (c). Assim, o valor do F_s independe da profundidade da camada resistente (D) (Observar os resultados dos testes 18 e 25, 19 e 26, 21 e 27).

Quanto à geometria da escavação, nota-se que o F_s diminui à medida que se aumenta a largura, como se pode observar nos resultados fornecidos pelos testes 19 e 20, 28 e 22, 23 e 29, 24

e 30, embora, em termos práticos, a variação do F_s possa ser desprezada.

(b) Comprimento da ficha

É de se prever, pela variação da resistência do solo com a profundidade, que quanto maior for o comprimento da ficha, maior será o F_s calculado (ver resultados dos testes 18 e 22, 19 e 23).

(c) Resistência do solo

Sendo a resistência do solo expressa unicamente em função do ângulo de atrito ϕ , o valor do F_s cresce à medida que este é aumentado (observar todos os testes para os diversos valores do ângulo ϕ).

(d) Carga nas estroncas

Pela própria formulação da expressão do fator de segurança, descrita no item 2.3, este cresce com o aumento do valor das cargas nas estroncas, permanecendo a tendência quanto à posição dos círculos críticos citada no item 3.3.1.1. (d).

3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No caso não drenado com perfil de resistência constante, o F_s praticamente não é influenciado pela largura da escavação, sendo, porém, dependente da relação entre a profundidade da camada firme e a largura da escavação. Estudos pelo Método dos Elementos Finitos realizados por Mana (1978), incluindo as deformações, indicam que, à medida que se aumenta a largura da escavação, os movimentos se tornam maiores e mais profundos, por causa da tendência de uma ruptura mais profunda. Quando o valor da coesão (não drenada) e das cargas nas estroncas, o F_s aumenta em proporção direta com o valor dos mesmos. Nada se pode afirmar, no entanto, com relação a profundidade da ficha.

No caso drenado, o F_s independe da profundidade da camada resistente mas diminui à medida que se aumenta a largura da escavação. Os demais parâmetros se comportam de maneira semelhante ao caso não drenado com resistência aumentando com a profundidade, isto é, o F_s cresce à medida que se aumentam o comprimento da ficha, o valor da resistência e as cargas nas estroncas. Ainda, o F_s é praticamente independente da largura da escavação quando se trata de casos onde a resistência não drenada cresce com a profundidade.

TESTE No.	LARGURA DA ESCAVAÇÃO (B) (m)	PROFUNDIDADE DA FICHA (f) (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA RESISTENTE (D) (m)	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA (kN/m ²)
01	10	3	9	30
02	10	3	9	50
03	10	3	9	5,0 + 0,35H
04	10	3	19	30
05	10	3	19	50
06	10	3	19	5,0 + 0,35H
07	10	6	19	30
08	10	6	19	50
09	10	6	19	5,0 + 0,35H
10	15	3	9	30
11	15	3	9	50
12	15	3	9	5,0 + 0,35H
13	15	3	19	30
14	25	6	19	30
15	25	6	19	5,0 + 0,35H
16	25	6	9	30
17	40	6	49	30

Tabela 3.1a - Parâmetros Utilizados no Estudo Paramétrico

Análise não drenada ($\phi = 0$)

TESTE No.	LARGURA DA ESCAVAÇÃO (B) (m)	PROFUNDIDADE DA FICHA (f) (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA RESISTENTE (D) (m)	ÂNGULO DE ATRITO (ϕ)
18	10	3	9	25 ⁰
19	10	3	9	30 ⁰
20	15	3	9	30 ⁰
21	10	3	9	35 ⁰
22	10	6	9	25 ⁰
23	10	6	9	30 ⁰
24	10	6	9	35 ⁰
25	10	3	19	25 ⁰
26	10	3	19	30 ⁰
27	10	3	19	35 ⁰
28	25	6	19	25 ⁰
29	25	6	19	30 ⁰
30	25	6	19	35 ⁰

Tabela 3.1b - Parâmetros Utilizados no Estudo Paramétrico

Análise drenada ($c = 0$):

TESTE	c_u (kN/m ²)	TERZAGHI	TSCHEBOTARIOFF	BISHOP
01	30	1,26	1,10	0,82
02	50	3,11	1,83	1,32
04	30	1,19	0,97	0,82
05	50	2,66	1,61	1,37
07	30	1,30	1,00	0,94
08	50	3,32	1,68	1,57
10	30	1,27	1,10	0,77
12	50	3,11	1,83	1,29

TABELA 3.2 - Fatores de Segurança Calculados através de Métodos Expeditos e de Equilíbrio Limite - Análise Não Drenada.

TESTE	C_u (kN/m ²)	TIPO	F_s	TESTE	C_u (kN/m ²)	TIPO	F_s	TESTE	C_u (kN/m ²)	TIPO	F_s
01	30	A	0,82	02	50	A	1,32	03	50 + 0,35 H	A	0,75
		B	1,04			B	1,54			B	0,94
		C	1,17			C	0,75			C	1,23
04	30	A	0,82	05	50	A	1,37	06	50 + 0,35 H	A	0,75
		B	1,04			B	1,52			B	0,94
		C	1,16			C	1,80			C	1,22
07	30	A	0,94	08	50	A	1,57	09	50 + 0,35 H	A	1,01
		B	1,11			B	1,67			B	1,16
		C	1,17			C	1,82			C	1,28
10	30	A	0,77	11	50	A	1,29	12	50 + 0,35 H	A	0,73
		B	0,97			B	1,47			B	0,94
		C	1,08			C	1,70			C	1,22
13	30	A	0,77	14	30	A	0,79	15	50 + 0,35 H	A	0,87
		B	0,97			B	0,95			B	1,10
		C	1,03			C	0,98			C	1,22
16	30	A	0,79								
		B	1,04								
		C	1,09								

Tabela 3.3 - Fatores de Segurança Encontrados na Análise Não Drenada.

TESTE	ϕ	TIPO	F_s	TESTE	ϕ	TIPO	F_s	TESTE	ϕ	TIPO	F_s
18	25°	A	1,29	19	30°	A	1,60	20	30°	A	1,50
		B	1,48			B	1,73			B	1,66
		C	2,35			C	2,71			C	1,70
21	35°	A	1,94	22	25°	A	1,96	23	30°	A	2,42
		B	2,04			B	2,04			B	2,51
		C	3,10			C	2,53			C	2,99
24	35°	A	2,93	25	25°	A	1,29	26	30°	A	1,60
		B	2,99			B	1,48			B	1,73
		C	3,51			C	2,35			C	2,71
27	35°	A	1,94	28	25°	A	1,76	29	30°	A	2,17
		B	2,04			B	1,94			B	2,42
		C	3,10			C	1,98			C	2,45
30	35°	A	2,64								
		B	2,78								
		C	2,98								

Tabela 3.4 - Fatores de Segurança Encontrados na Análise Drenada.

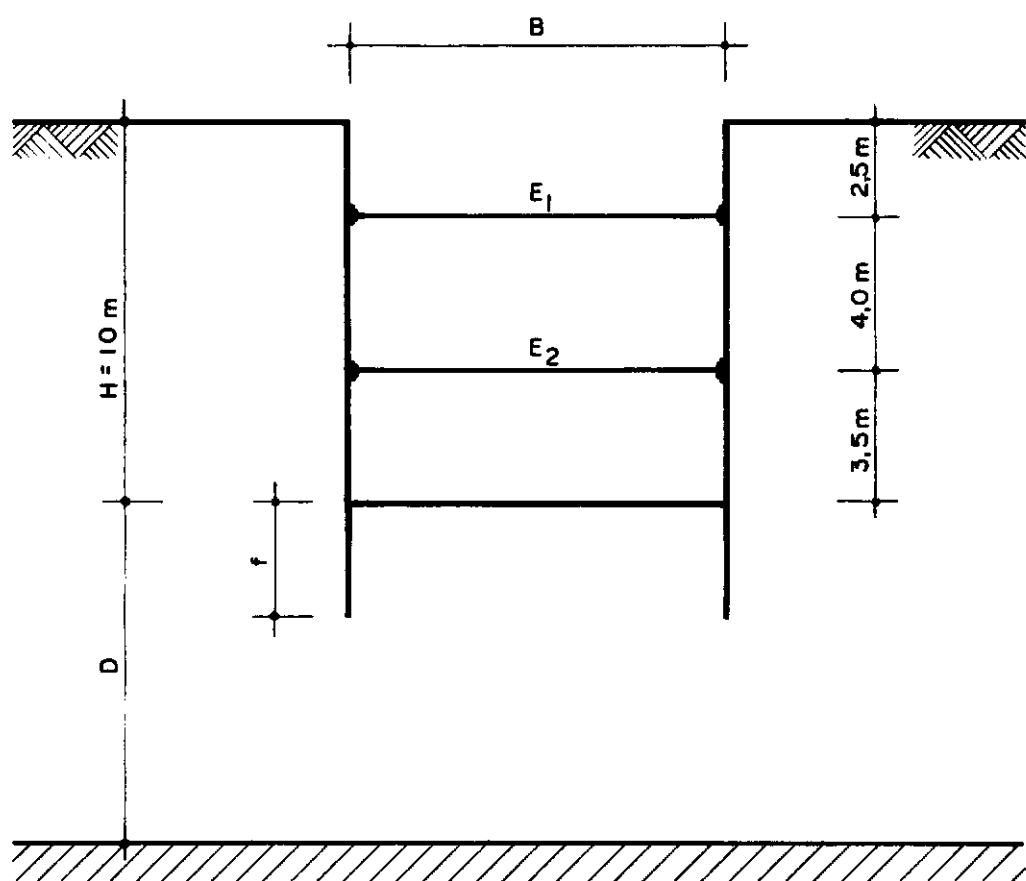
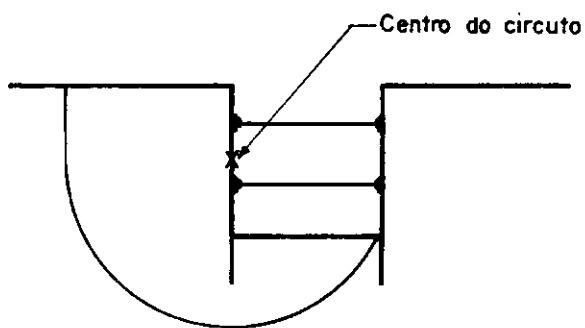
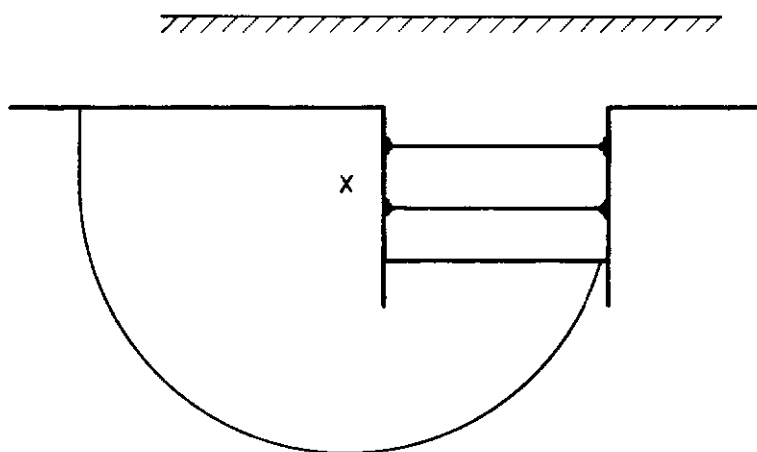


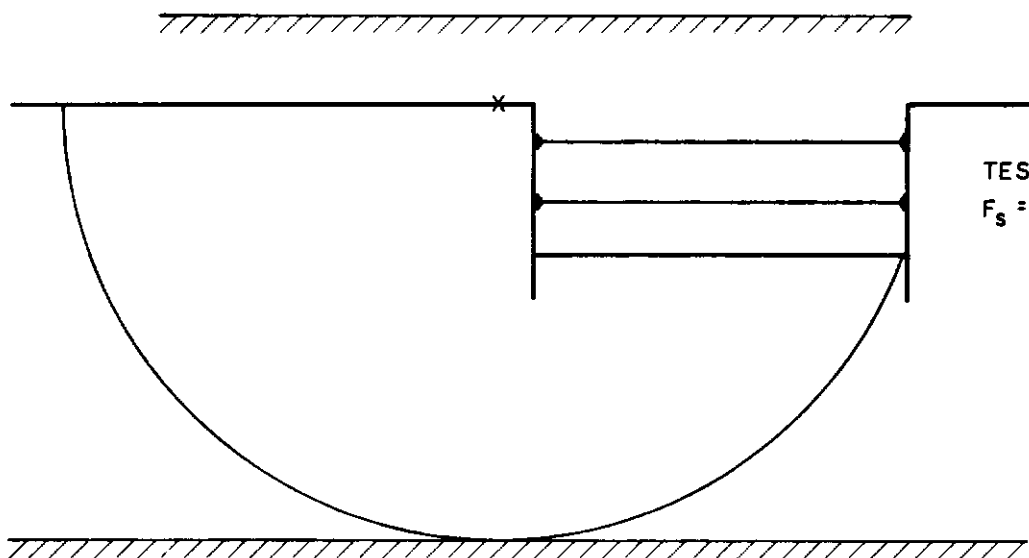
FIG. 3.1 — Secção básica da escavação utilizada no Estudo Paramétrico.



TESTE 04
 $F_s \approx 1,04$



TESTE 13
 $F_s \approx 0,97$



TESTE 14
 $F_s \approx 0,95$

FIG. 3.2 — Influência dos Parâmetros B e D.
 Análise Não Drenada — Coesão constante.

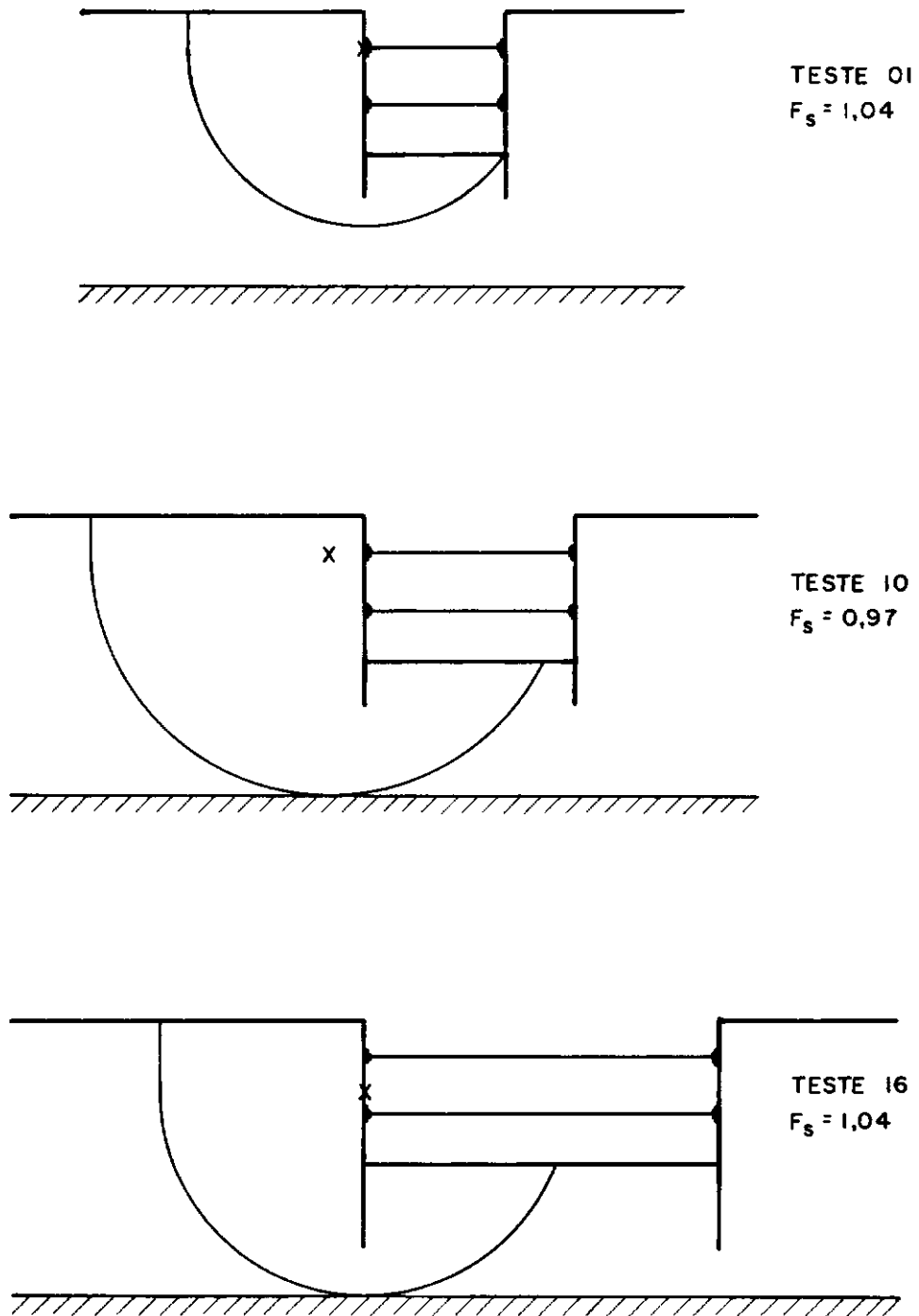


FIG. 3.3 — Influência dos Parametros B e D.
Análise Não Drenada — Coesão constante.

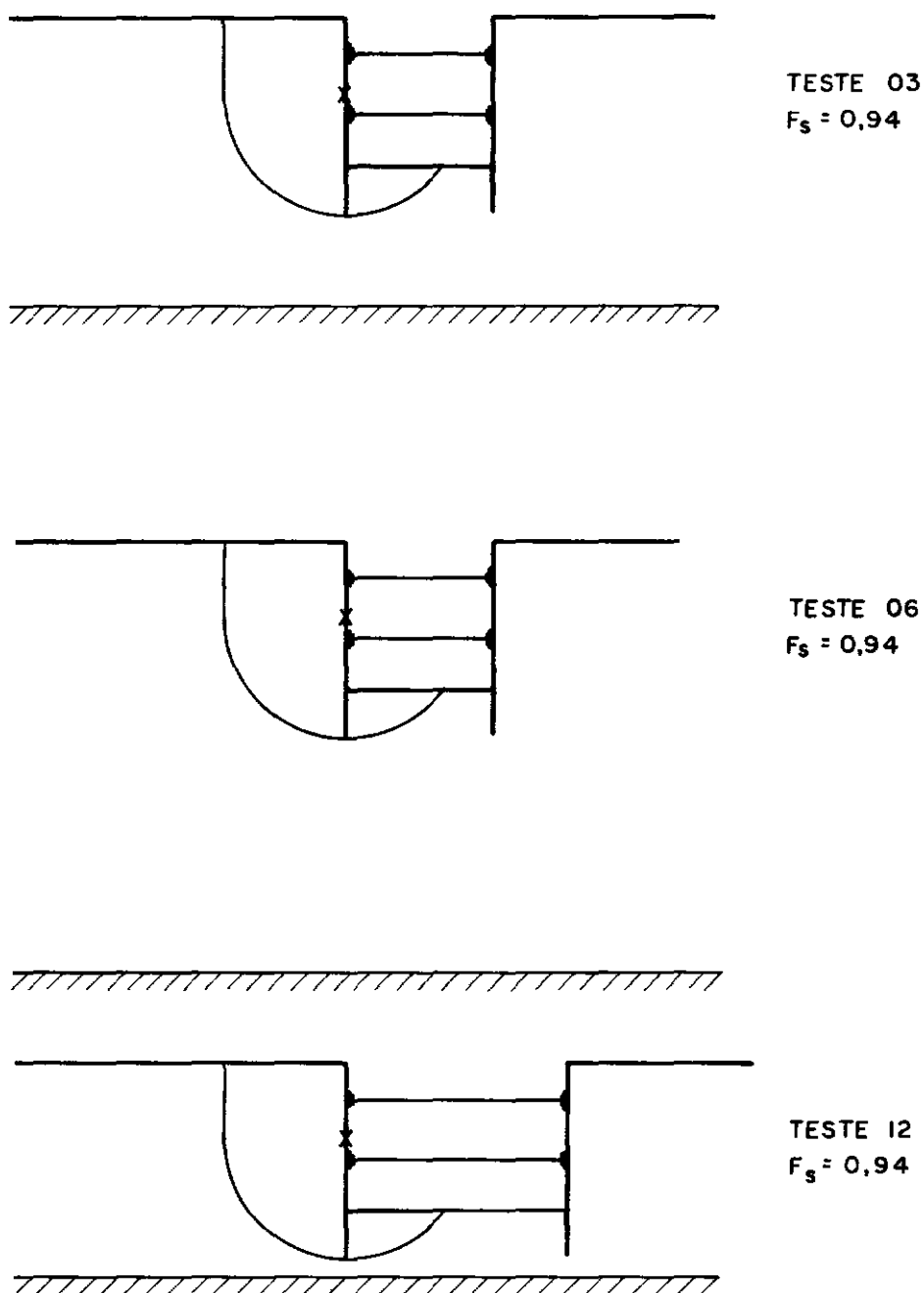


FIG. 3.4 — Influência dos Parâmetros B e D.
Análise Não Drenada — Coesão variável.

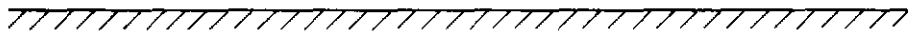
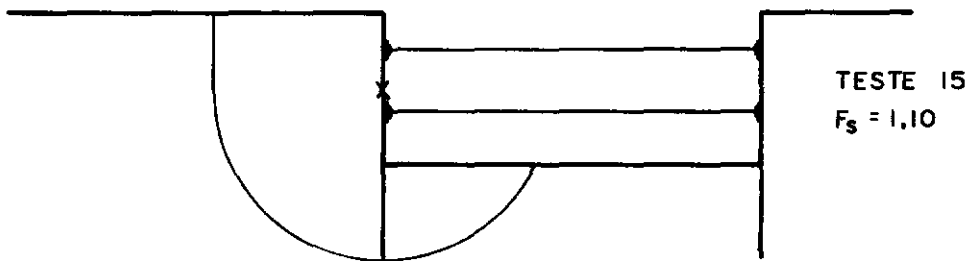
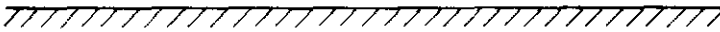
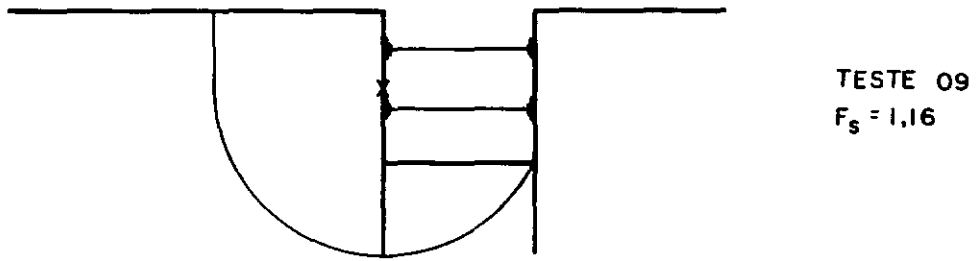
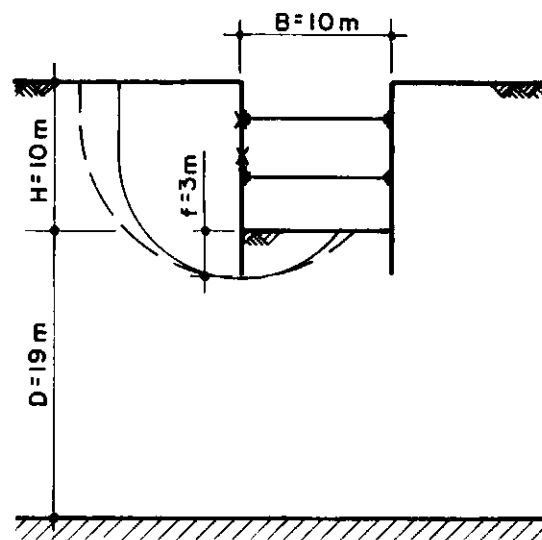


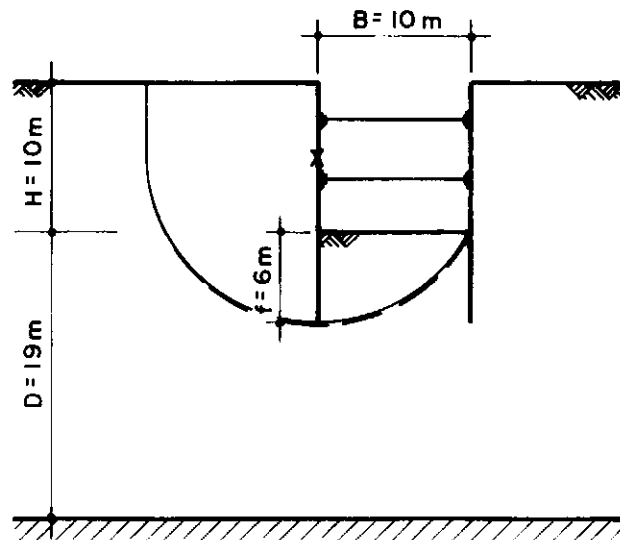
FIG. 3.5 — Influência dos Parâmetros B e D.
Análise Não Drenada — Coesão variável.



— TIPO A
FS = 0,75

— TIPO B
FS = 0,94

TESTE 06

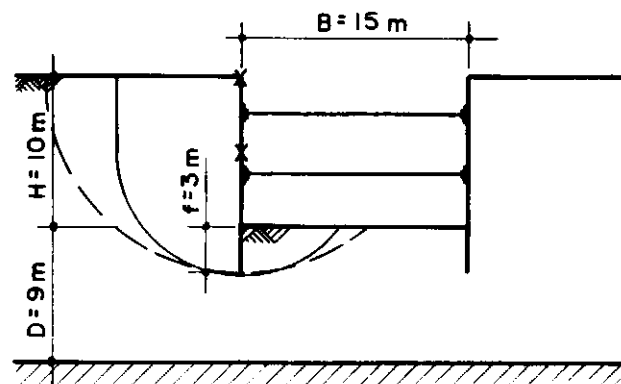


— TIPO A
FS = 1,00

— TIPO B
FS = 1,16

TESTE 09

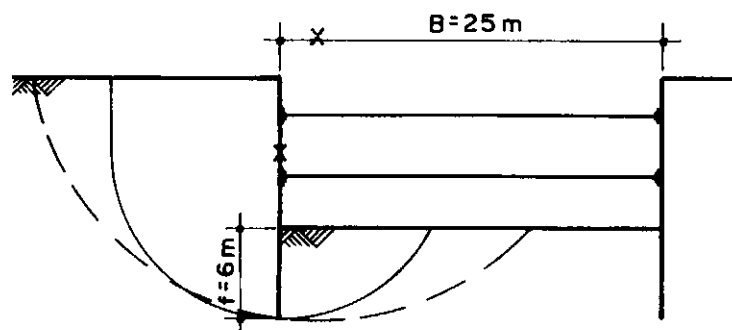
FIG. 3.6 — Influência do comprimento da Ficha.
Análise Não Drenada — Coesão variável.



— — TIPO A
FS = 0,74

— TIPO B
FS = 0,94

TESTE 12



— — TIPO A
FS = 0,89

— TIPO B
FS = 1,10

TESTE 15

FIG. 3.7 — Influência do comprimento da Ficha.
Análise Não Drenada — Coesão variável.

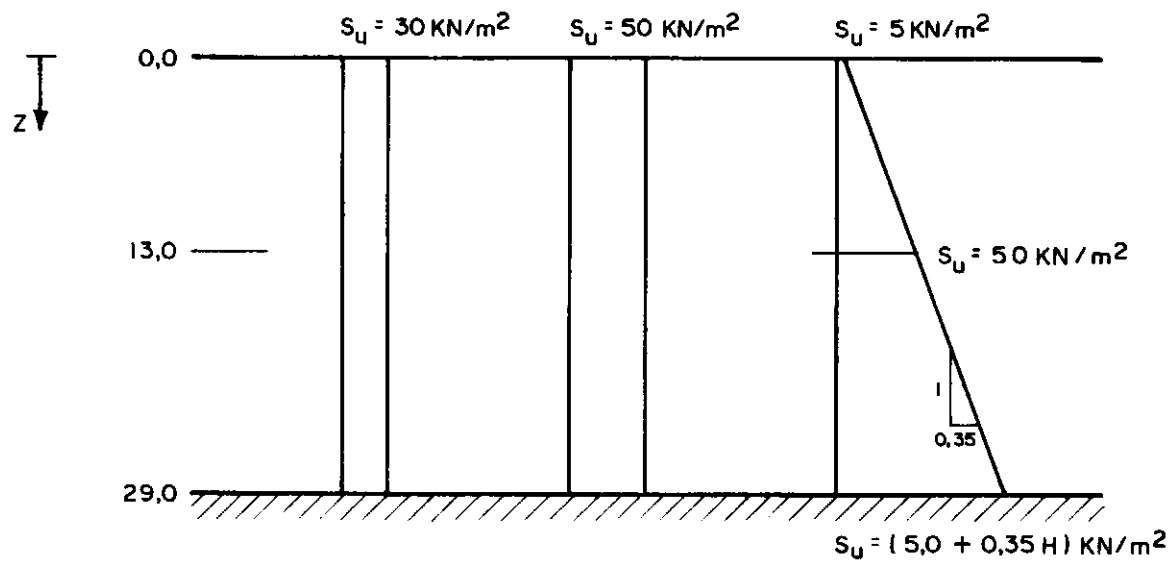


FIG. 3.8 — Perfil de resistência não drenada do material.

CAPÍTULO 4

ESTUDO PARAMÉTRICO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo contém um estudo da influência da rigidez do escoramento e do estado de tensões inicial no solo nas deformações e tensões despertadas com a abertura de uma vala suportada por paredes diafragma e dois níveis de estroncas, além de se abordar o efeito da simulação da escavação em uma ou mais etapas. Neste capítulo discute-se, ainda, a relação entre os fatores de segurança à ruptura de fundo estimados com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) e calculadas pelo Método Simplificado de Bishop, estes apresentados no Capítulo 3.

Nas análises pelo MEF foi utilizado o programa PROGE01, que calcula forças nodais na fronteira da escavação pela média entre as tensões nos elementos removidos e nos que permanecem, conforme descrito no item 2.4.5. O programa utiliza elementos iso paramétricos quadráticos (de oito nós) e atribue compatibilidade de deslocamentos entre a parede e o solo. Em todas as análises foi utilizado o modelo elástico linear.

4.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS TESTADOS

Propôs-se fazer uma análise (linear) de uma vala com 10 m de profundidade por 10 m de largura, horizontalmente simétrica com relação a seu centro, cujo fundo se encontra a 20 m de uma camada resistente. A geometria da escavação assim como a rede de elementos finitos utilizada são mostradas na Figura 4.1. Su põs-se as fronteiras (vertical) direita e (horizontal) inferior da rede de elementos finitos suficientemente afastadas da escavação para que não sejam por ela influenciadas, sendo portanto,

seus movimentos restritos nas direções X e Y. A fronteira que representa a simetria da escavação foi restrita apenas na direção horizontal.

O solo no qual será executada a escavação foi considerado homogêneo e isotrópico com Módulo de Young $E = 10.000 \text{ kN/m}^2$ e Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. No cálculo das tensões iniciais foram usados dois valores de coeficiente de empuxo lateral no repouso: $K_0 = 0,5$ e $K_0 = 1,0$.

A estrutura de suporte da escavação é composta de parede diafragma de concreto com 0,80 m de espessura e 13,0 m de profundidade (dos quais 3,0 m constituem a ficha), escorada por dois níveis de estroncas de aço. A parede diafragma foi suposta instalada sem alterar o estado de tensão e deformação inicial e as estroncas foram supostas instaladas antes da escavação, para efeito da simulação em uma etapa, e à medida que a escavação evoluía, no caso em que a escavação foi simulada em tres etapas. O Coeficiente de Poisson foi considerado igual a 0,3 para ambos os materiais (concreto e aço), enquanto tomou-se um módulo de elasticidade igual a $2,0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ para o concreto e um módulo de elasticidade fictício (dito "equivalente") para as estroncas igual a $6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$. A razão do módulo de elasticidade da estronca ser mais baixo que o do aço ($21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$) está explicada a seguir.

Cálculo do Módulo de Elasticidade Equivalente do Aço

Para se simular corretamente a ação das estroncas no sistema de contenção, faz-se necessário estabelecer uma equivalência entre o módulo de elasticidade da estronca usado no MEF e o real do aço ($21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$), devido à diferença entre a área ocupada pelo aço num determinado trecho da escavação "real", e a usada na simulação pelo MEF. A seção transversal real da estronca por metro foi escolhida igual a $0,012 \text{ m}^2/\text{m}$, que corresponde, aproximadamente, a perfis duplo I de chapas soldadas de $500 \times 250 \text{ mm}$ (seção aproximadamente igual a 300 cm^2) espaçados de 2,5 m. Por outro lado, a seção da estronca na rede de elementos

finitos \tilde{e} de $0,20 \text{ m}^2/\text{m}$, correspondente a um elemento com $0,20 \text{ m}$ de espessura (a espessura real, $0,012 \text{ m}$, não foi adotada para não criar elementos delgados, sujeitos a mal condicionamento numérico). Assim, através da igualdade das respostas da estronca real e da estronca na rede de elementos finitos, se obtêm o Módulo de Young fictício ou equivalente, que vale

$$E_{eq} = \frac{E_{aço} S_{real}}{S_{elemento}} = \frac{21 \times 10^7 \times 0,012}{0,20} = 1,26 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Ainda, decidiu-se adotar nas análises por elementos finitos valores menores que o acima obtido para levar em conta o efeito, bastante conhecido, de acomodação das cunhas colocadas entre as cabeças das estroncas e as paredes. Medições feitas pela COPPE no Metrô do Rio de Janeiro mostraram que no caso de estroncas encunhadas com aço e prê comprimidas o módulo exibido pela estronca era cerca da metade do módulo do aço, enquanto estroncas encunhadas com madeira e sem prê compressão o módulo exibido chegava a ser 50 vezes menor. Para cobrir (com folga) a faixa de valores possíveis para os módulos das estroncas, adotou-se a metade ($E = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$) e cem vezes menos que a metade ($E = 6,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$).

A simulação da escavação em tres etapas foi feita conforme mostra a Figura 4.2, considerando-se que a parede diagrama se encontrava previamente instalada antes do início da primeira etapa da escavação. Aos elementos da parte removida da rede de elementos finitos foram atribuídos valores de Módulo de Young e Coeficiente de Poisson iguais a 10 kN/m^2 e $0,1$ respectivamente.

4.3. RESULTADOS

Foram plotados os contornos de deformações volumétricas, ϵ_{vol} , e incrementos de tensões normais octaédricas (volumétricas), $\Delta\sigma_{oct}$, e cisalhantes máximas, $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, para os dois módulos de elasticidade equivalentes da estronca e para os dois coeficientes de empuxo lateral do solo no repouso (mencionados no

item 4.2), tanto para escavação simulada em uma etapa quanto em tres (ver denominação dos casos estudados na Tabela 4.1).

Influência dos Parâmetros Testados

(a) Módulo de elasticidade da estronca

Para se estudar o efeito do módulo de elasticidade das estroncas, comparou-se os resultados dos Casos 2 e 3 ($K_0 = 0,5$). A Figura 4.3 mostra o deslocamento do conjunto solo-estrutura de contenção, notando-se que a parede sofre deslocamento aproximadamente igual a de corpo rígido, enquanto há levantamento tanto de fundo da escavação (devido ao alívio de tensões verticais) quanto da superfície do terreno atrás da parede (este último se deve, provavelmente, à rigidez da parede e à compatibilidade de deslocamentos entre o solo e a parede, suposta na análise). No caso em que a estronca é menos rígida, a parede sofre maior deslocamento para dentro da vala, embora os deslocamentos do fundo e da superfície do terreno sejam praticamente iguais em ambos os casos.

As deformações volumétricas (todas de expansão), cujos contornos estão apresentados na Figura 4.4, mostraram-se menores no solo atrás da parede no caso da estronca ser mais rígida, sendo, no entanto, maiores no fundo da vala e nos pontos perto da superfície do terreno adjacente à parede. Isto se deve ao fato de que o aumento da rigidez da estronca, com consequente diminuição na deformação lateral do solo, resulta numa maior deformação nas superfícies livres (fundo da vala e superfície do terreno).

Os incrementos de tensões volumétricas se comportam da mesma forma que as deformações, visto que estas estão linearmente relacionadas com aquelas (ver Figura 4.5),

Quanto às variações de tensões cisalhantes máximas (Figura 4.6), nota-se que os contornos apresentam uma parte positiva

(aumento) atrás da parede (correspondente a uma diminuição da tensão horizontal - aproximadamente a tensão principal menor -) e uma parte negativa no fundo da vala (correspondente a uma diminuição da tensão vertical - aproximadamente a tensão principal maior -). O caso em que a estronca é mais rígida, apresenta maior acréscimo da tensão cisalhante máxima no terreno atrás da parede até uma profundidade onde a situação se inverte (aproximadamente na altura do 2º nível de estroncas). No fundo da vala, o decréscimo da tensão cisalhante máxima é maior para a estronca mais rígida.

As tensões horizontais atuando na parede, antes e após a escavação, são mostradas na Figura 4.7. Do lado arrimado, pode-se observar uma tração maior, na parte superior da parede, para a estronca mais rígida, embora na parte comprimida as tensões horizontais sofram um alívio menor. Esta tração encima e maior compressão embaixo para a estronca mais rígida pode ser também observada nas cargas nas estroncas. No lado passivo da parede (abaixo do fundo da escavação), as tensões horizontais sofrem maior aumento para o caso em que a estronca apresenta menor rigidez.

(b) Estado de tensão inicial

Para se verificar o efeito do estado inicial de tensões no solo, foram analisados os Casos 1 e 2 ($K_0 = 1,0$ e $0,5$). Os resultados mostram que os deslocamentos são muito pouco influenciados por essa variável (os deslocamentos da parede são um pouco maiores para o solo com tensões horizontais iniciais mais elevadas), como mostra a Figura 4.8. As forças laterais de escavação (aplicadas à parede) são, para $K_0 = 1,0$, duas vezes maiores que para $K_0 = 0,5$; entretanto, a rigidez das estroncas restringe tanto os deslocamentos horizontais que, de tão pequenos, não permitem que se observe uma diferença importante.

As deformações e os incrementos de tensões volumétricas são, também, pouco influenciados pela variação do estado de tensão inicial, conforme pode ser observado na Figura 4.9 (contornos de iguais deformações volumétricas) e na Figura 4.10 (contor

nos de iguais incrementos de tensões volumétricas).

Em se tratando das tensões cisalhantes máximas, suas variações se mostram bem distintas para os dois casos (ver Figura 4.11). No Caso 1, como não existem tensões cisalhantes, visto que $K_0 = 1,0$, a abertura da vala só provoca aumento de tensões cisalhantes máximas (maiores, em valor absoluto, que os encontrados para o Caso 2). O Caso 2, devido à existência de tensões cisalhantes iniciais, apresenta contornos de sinal negativo (significando decréscimo da tensão cisalhante máxima). As trajetórias de tensões para alguns pontos da escavação (Figura 4.12) ajudam a esclarecer esta questão. No Caso 2 ($K_0 = 0,5$), observa-se uma tendência ao aumento da tensão cisalhante máxima na região arrimada (atrás da parede) em consequência da diminuição da tensão horizontal (aproximadamente a tensão principal menor, σ_3) enquanto a tensão vertical (aproximadamente σ_1) se mantém praticamente constante. Ainda neste caso, as tensões cisalhantes máximas no fundo da vala decrescem em consequência da diminuição da tensão vertical (aproximadamente σ_1) enquanto a tensão horizontal (aproximadamente σ_3) cresce um pouco. Pode-se observar, adicionalmente na Figura 4.12, que, para efeito da ruptura de fundo da vala (ruptura "passiva"), o Caso 1 ($K_0 = 1,0$) estaria mais sujeito.

A variação das tensões horizontais contra a parede, apresentada na Figura 4.13, mostra que os dois casos produzem resultados semelhantes (aproximadamente a mesma variação de tensões horizontais), tanto na parte ativa quanto na parte passiva da parede.

(c) Número de etapas

A escavação, quando simulada em três etapas (Caso 4), apresenta uma evolução das deformações volumétricas e dos incrementos de tensões volumétricas e cisalhantes máximas, à medida que se evolui na execução da vala. Esta evolução pode ser apreciada nas Figuras 4.14 a 4.16.

Para se analisar o efeito do número de etapas em que é simulada a escavação no estado de tensões e deformações do solo, comparou-se os resultados dos Casos 2 e 4 (Tabela 4.1), este último em sua etapa final.

Como era de se esperar, os contornos de iguais deformações e incrementos de tensões volumétricas apresentadas para o Caso 2 (Figuras 4.4a e 4.5a) e para a última etapa do Caso 4 (Figuras 4.14c e 4.15c) são um pouco diferentes, maiores para o Caso 4.

Os contornos de iguais variações de tensões cisalhantes máximas (ver Figuras 4.6a e 4.16c) mostram que estas variações são menores no fundo da vala e maiores atrás da parede (região arrimada) no caso de simulação em 3 etapas. Isto se explica pelo fato da simulação em etapas permitir um maior deslocamento da parede (Figura 4.17) e, conseqüentemente, uma maior redução de pressões horizontais atrás da parede e um maior aumento no fundo da vala (Figura 4.18).

As Figuras 4.19 e 4.20 apresentam trajetórias de tensões de pontos na vizinhança da escavação. Os pontos atrás da parede (Figura 4.19) apresentam, salvo próximo à superfície do terreno, maior redução da tensão horizontal em simulação em etapas, como já mencionado. Os pontos situados abaixo do fundo da escavação (Figura 4.20) sofrem extensão vertical (alívio de tensão vertical acompanhado de aumento de tensão horizontal), podendo eventualmente ocorrer inversão de tensões principais, como é o caso do ponto D (Figura 4.20a), tanto para o Caso 2 quanto para o Caso 4. Ainda, os pontos D e E situados abaixo do fundo da escavação apresentam no estado de tensões final menor diferença entre as tensões horizontais e verticais, no caso em que a escavação é feita em uma única etapa.

4.4. COMPARAÇÃO ENTRE O F_s CALCULADO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Este item contém como comparação entre o fator de segurança global calculado por equilíbrio-limite e este fator avaliado, em cálculo à parte, com base nos resultados de elementos finitos. O MEF não calcula um fator de segurança global mas apenas local; este fator de segurança local é a razão entre a resistência disponível em cada ponto e a tensão cisalhante máxima naquele ponto - que ocorre num plano particular para cada ponto. Um fator de segurança global teria que ser calculado pela razão entre o somatório das resistências em todos os pontos de uma superfície de ruptura cinematicamente admissível e o somatório das tensões cisalhantes calculadas em planos tangentes a esta superfície de ruptura.

Nesta comparação utilizaram-se os resultados do Teste 05 (ver Tabela 3.1a), que corresponde a um caso não drenado, de resistência constante com a profundidade igual a 50 kN/m² ($F_s=1,6$), e os resultados dos Casos 1 a 4 do MEF (ver Tabela 4.1) e de um novo caso, chamado Caso 1A, que é igual ao Caso 1, porém, com resistência (limite para a tensão cisalhante) igual a 50 kN/m², introduzida por um modelo bilinear.

4.4.1. Cálculo do F_s pelo MEF

Para se calcular o F_s através do MEF, tomaram-se os valores das tensões horizontais (σ_x), verticais (σ_z) e cisalhantes (τ_{xz}) em pontos sobre a superfície (circular) crítica obtida pelo Método de Bishop Simplificado (Capítulo 3) (foi usada interpolação linear quando o ponto de Gauss não estava sobre círculo de ruptura). Calculou-se, então, com fórmulas da Mecânica dos Contínuos, as tensões normais (σ_i) e cisalhantes (τ_i) em planos tangentes e esta superfície.

Como escolheram-se os casos não drenados, de resistência constante com a profundidade, para esta comparação, o fator de segurança global pode ser expresso como a razão entre o produto da resistência pelo comprimento do círculo e o somatório dos produtos da tensão cisalhante (em planos tangentes ao círculo) pelo comprimento do segmento de círculo ao qual esta tensão se aplica, ou seja,

$$F_s = \frac{S_u \ell}{\sum (\tau_i \Delta \ell_i)} \quad (4.1)$$

4.4.2. Resultados

A Figura 4.21 apresenta os contornos de iguais valores do fator de segurança local produzido pelo Caso 1 do Método dos Elementos Finitos. Estes fatores foram obtidos dividindo-se a resistência não drenada de 50 kN/m² (Teste 05) pela tensão cisalhante máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, produzida pelo Caso 1 ($K_0 = 1$). A Figura 4.22 apresenta os contornos de iguais valores do fator de segurança obtidos com o Caso 1A onde se pode observar que não houve aumento da zona rompida em relação ao Caso 1; isto se explica pelo fato de que o solo no trecho da ficha teve sua rigidez limitada e a parcela de carga adicional que o solo suportava no Caso 1 passou a ser suportada pela estronca inferior (a carga na estronca inferior foi 50% maior para o Caso 1A).

Na Figura 4.23 está representado o círculo crítico obtido por equilíbrio-limite (Teste 05), com os 8 pontos onde foram calculadas as tensões cisalhantes (em planos tangentes ao círculo) com base no Caso 1. Nesta figura estão representados os Círculos de Mohr de 3 pontos notáveis.

A Figura 4.24 apresenta um gráfico de tensões cisalhantes no círculo crítico (ao longo da retificação da circunferência). A Figura 4.25 apresenta um gráfico da razão entre a resistência e a tensão cisalhante no círculo crítico - o que seria um diagrama de fatores de segurança locais - (ao longo da retifica-

ção da circunferência). (O fato de se ter fatores de segurança menores que 1,0 se explica pelo fato da análise realizada ser linear, exceto no Caso 1A, e, portanto, as tensões cisalhantes podiam ser maiores que a resistência). Pode-se observar nesta figura que os F_s locais são bastante próximos para os Casos 2 a 4 ($K_0 = 0,5$) e diferentes dos Casos 1 e 1A.

O Caso 1 apresenta um valor de F_s muito alto a partir do Ponto 5, enquanto que os demais casos apresentam um F_s muito alto apenas no Ponto 1 do círculo crítico. Este fato se deve à existência de tensões cisalhantes (τ_i) no sentido estabilizante, como pode ser visto nas Figuras 4.23 e 4.24 (a partir do Ponto 3 para o Caso 1 e no Ponto 1 para os demais casos). Esta parte do círculo crítico (Pontos 1 a 5) se encontra numa região um tanto afastada da parede, pouco influenciada, portanto, por parâmetros tais como módulo de elasticidade da estronca (Casos 2 e 3) e número de etapas da escavação (Casos 3 e 4), sendo, pois justificável o fato de os valores dos F_s locais serem tão parecidos para estes casos nesta região do círculo crítico.

A parte do círculo situada abaixo do fundo da escavação (Pontos 5 a 8), apresenta valores de F_s locais maiores na parte central e menores nos bordos para os Casos 2, 3 e 4. No Caso 1 ($K_0 = 1,0$), no entanto, o valor do F_s diminui à medida que o círculo de ruptura fica mais próximo do fundo da escavação; isto vem a confirmar uma maior probabilidade de ruptura passiva para este caso, mencionada no item 4.3c. Wright (1969) fez um estudo semelhante em escavações taludadas, concluindo que os F_s locais eram maiores para os bordos e menores para o centro da superfície de ruptura, diferente, portanto, do que foi aqui encontrado. Provavelmente esta diferença se deve à presença do sistema de suporte da escavação (parede e estroncas), o qual torna a distribuição de tensões no solo dependente também destes fatores.

Embora os F_s em pontos ao longo do círculo crítico sejam bem diferentes para os dois métodos de cálculo (ver Figura 4.25), ambos apresentam resultados de fator de segurança médio (F_s global) bem próximos, significando que as diferenças dos F_s calcula

dos para cada ponto do círculo se compensam para o valor do F_s global (ver Tabela 4.2), exceto no caso onde o coeficiente de em puxo no repouso é igual a 1,0 (Caso 1).

Os resultados deste estudo mostram que em alguns pontos do círculo crítico o F_s local é menor que o global (1,6) (ver Fi gura 4.25). Para evitar que isso ocorra é necessário se estabelecer que em nenhum ponto do círculo o valor da tensão cisalhante seja maior que 1/1,6 vezes a resistência (50 kN/m^2). Isto tem importância quando o F_s global é próximo de 1,0, ocorrendo, assim, rupturas localizadas. Utilizando-se uma coesão de 30 kN/m^2 (além da coesão de 50 kN/m^2), que no Teste 04 produziu um fator global de 1,04, pode-se chegar à Tabela 4.3.

O exame dos Casos 1 a 4 com coesão de 30 kN/m^2 indica que o F_s médio deve, em alguns casos, ser bem maior que a unidade para se evitar rupturas localizadas (tensão cisalhante atuante num determinado ponto do círculo igual a resistência ao cisalhante na quele ponto), tipicamente em torno de 1,5 nos Casos 2, 3 e 4 ($K_0 = 0,5$) e, para o caso em que o solo tem maiores tensões horizontais iniciais - $K_0 = 1,0$ (Caso 1) -, este valor deve ser ainda maior, aproximadamente igual a 2,5.

CASOS	1 ETAPA			3 ETAPAS
	1	2	3	4
E_{est} (kN/m)	$6,3 \times 10^6$	$6,3 \times 10^6$	$6,3 \times 10^4$	$6,3 \times 10^6$
K_o	1,0	0,5	0,5	0,5

Tabela 4.1 - Casos rodados para o estudo paramétrico e para cálculo do F_s pelo MEF.

CASO	1	2	3	4
F_s	2,10	1,63	1,50	1,60

Tabela 4.2 - Fator de segurança global pelo MEF (notar que o valor de F_s calculado pelo Método de Bishop Simplificado = 1,60)

	C A S O			
	1	2	3	4
Teste 04 ($S_u = 30 \text{ kN/m}^2$)	2,5	1,4	1,3	1,4
Teste 05 ($S_u = 50 \text{ kN/m}^2$)	3,5	2,2	2,1	2,2

Tabela 4.3 - Fator de segurança para evitar sobretensão elástica local (Teste 04) e o que garante que o F_s local não seja menor que o F_s global em nenhum ponto do círculo (Teste 05).

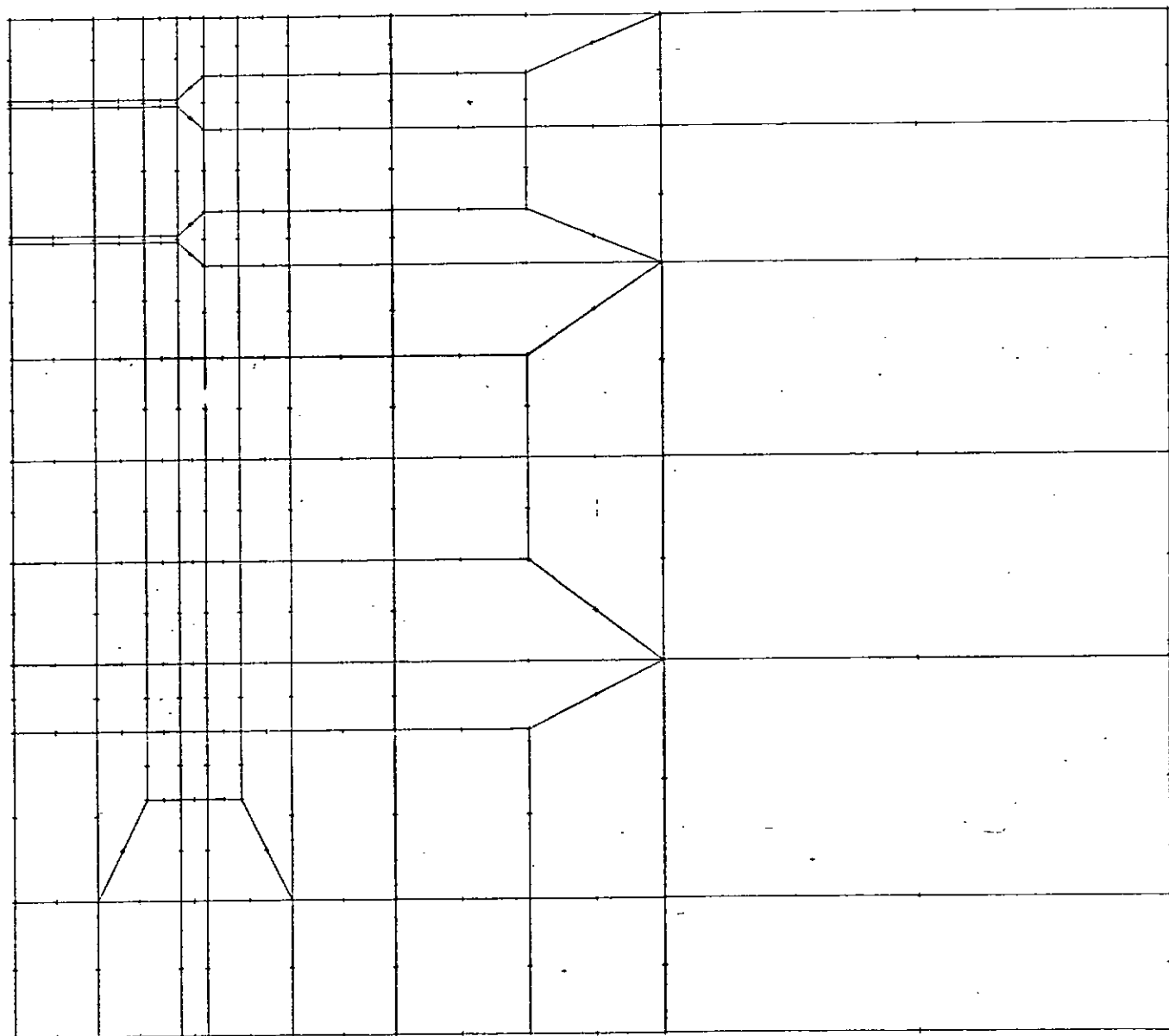


FIG. 4.1 - Rede de elementos finitos utilizada na análise elástica linear e geometria da escavação.

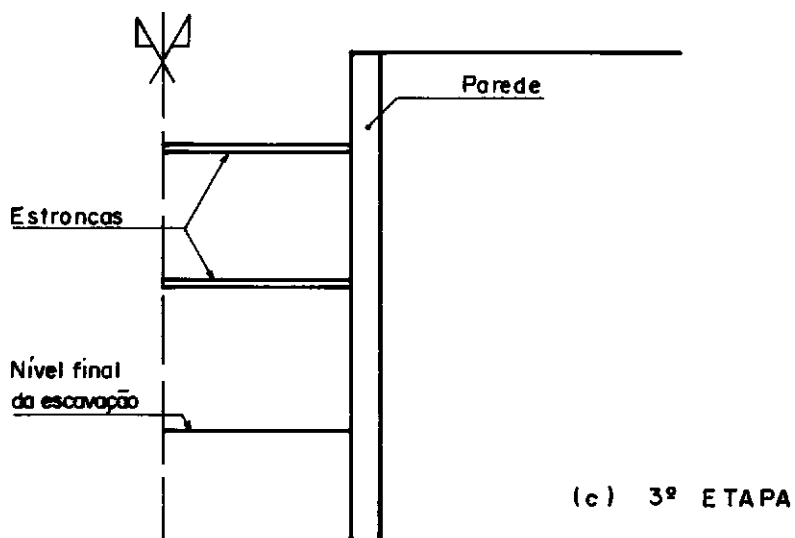
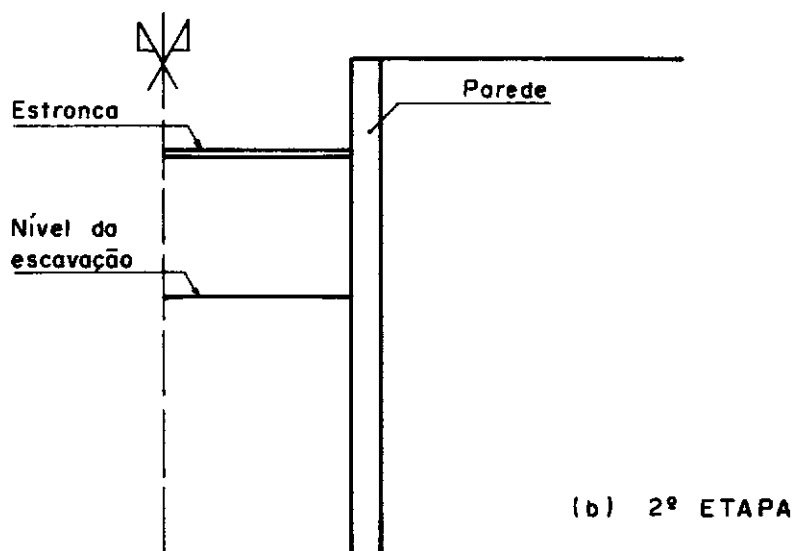
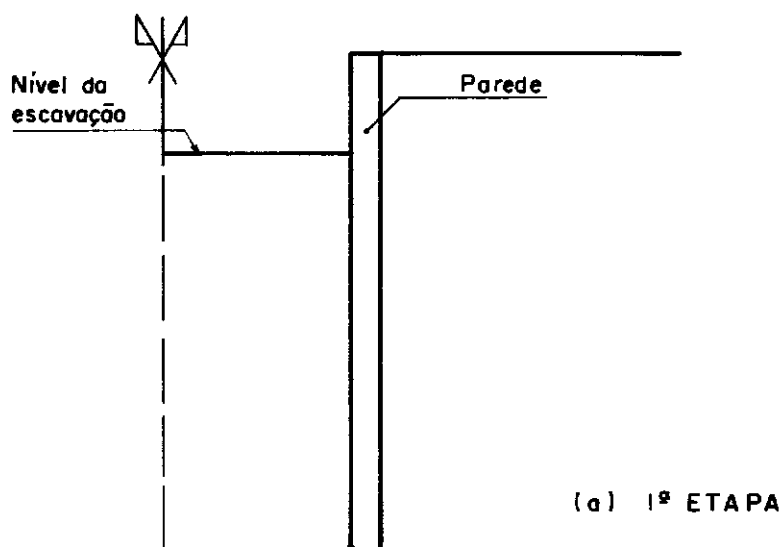


FIG. 4.2 — Simulação da escavação em três etapas.

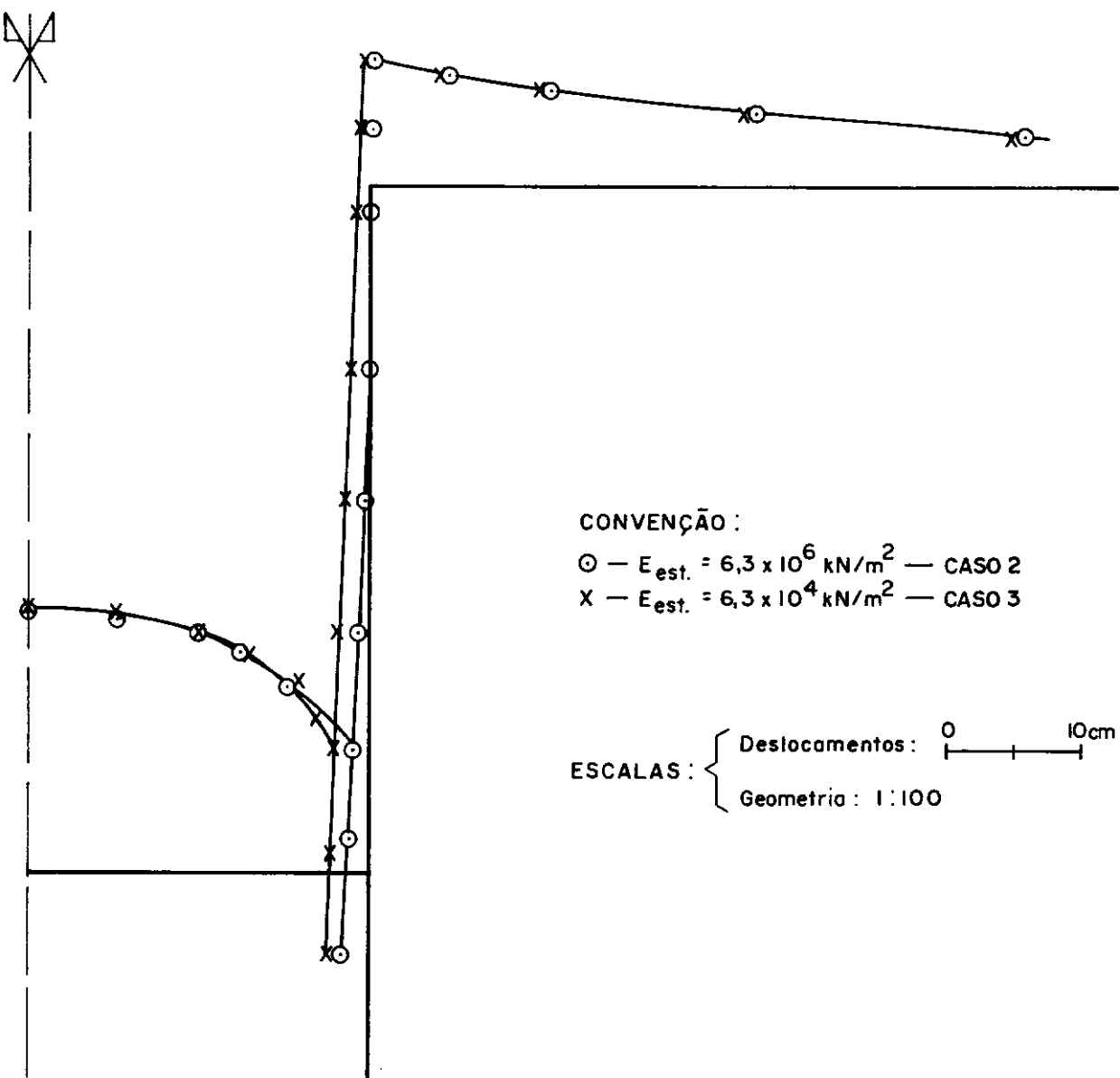
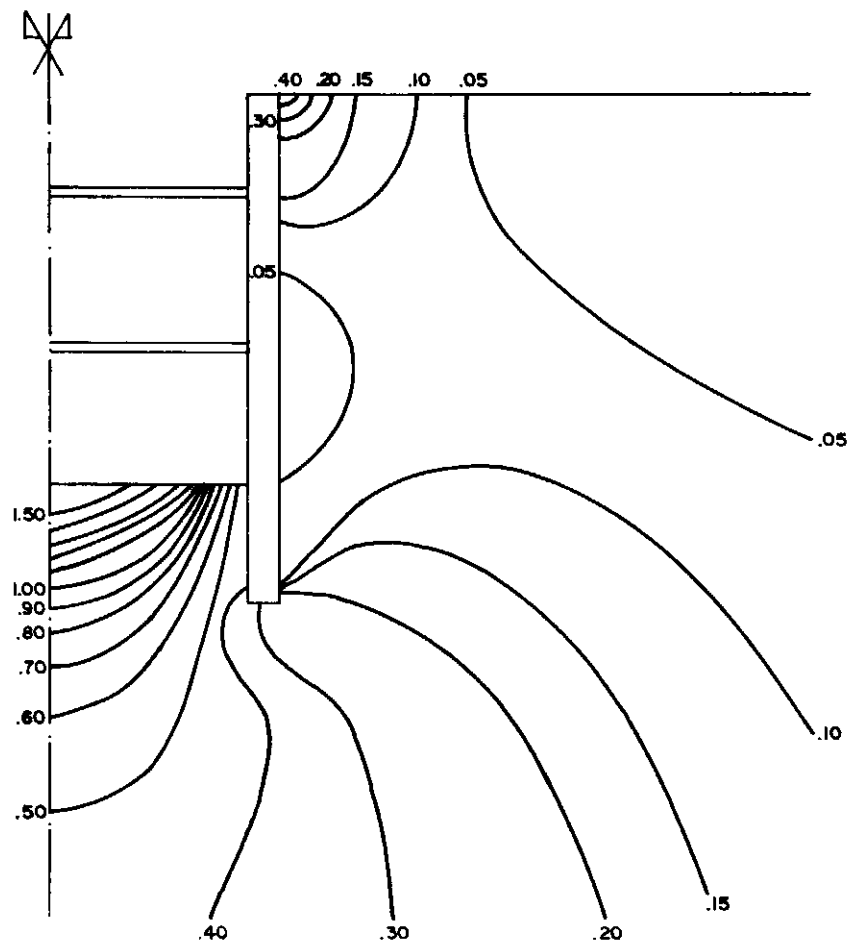
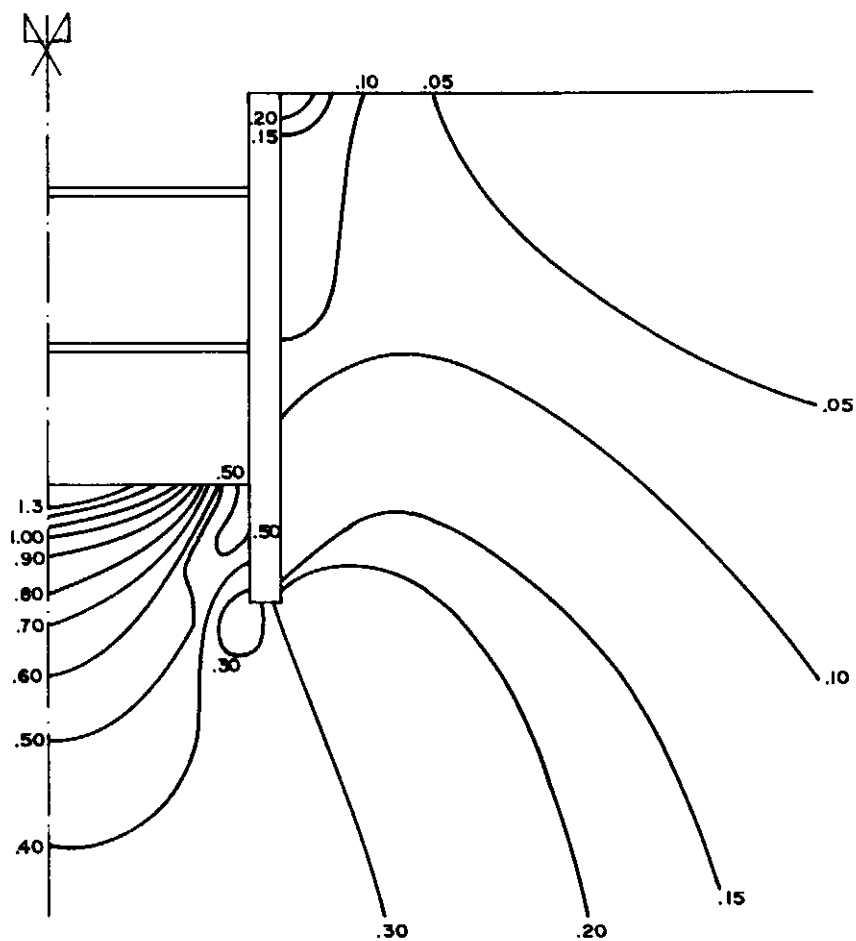


FIG. 4.3 — Deslocamentos do terreno e da parede devido à escavação.
 $K_0 = 0,5$. 1 etapa.

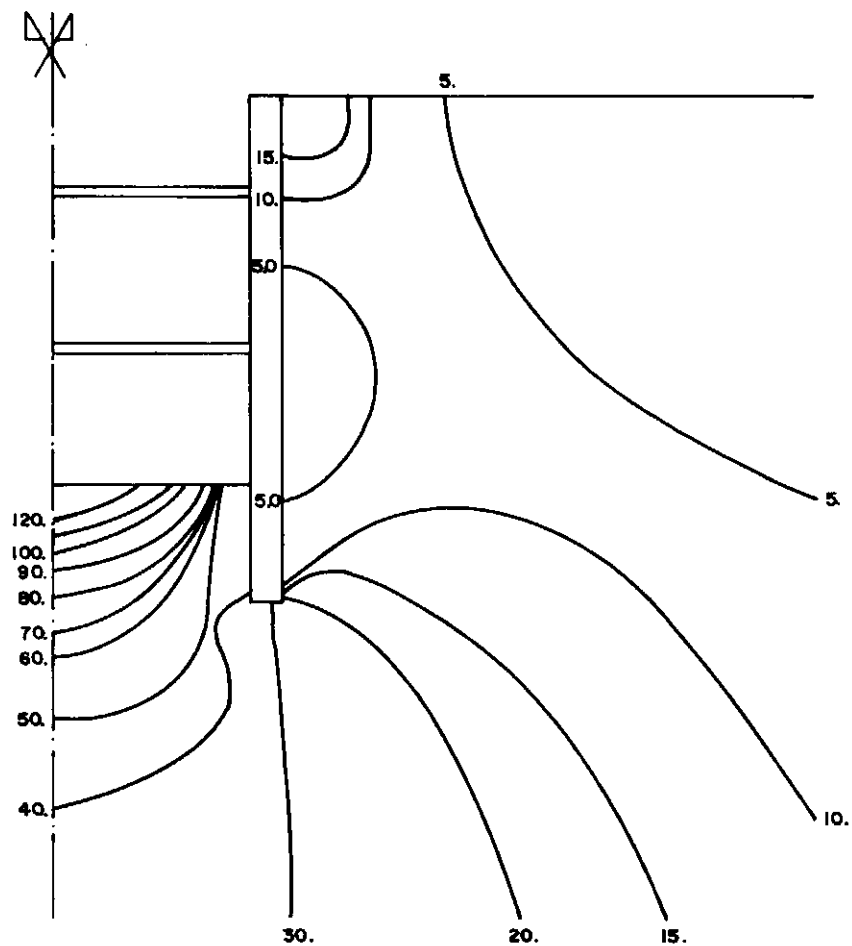


(a) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

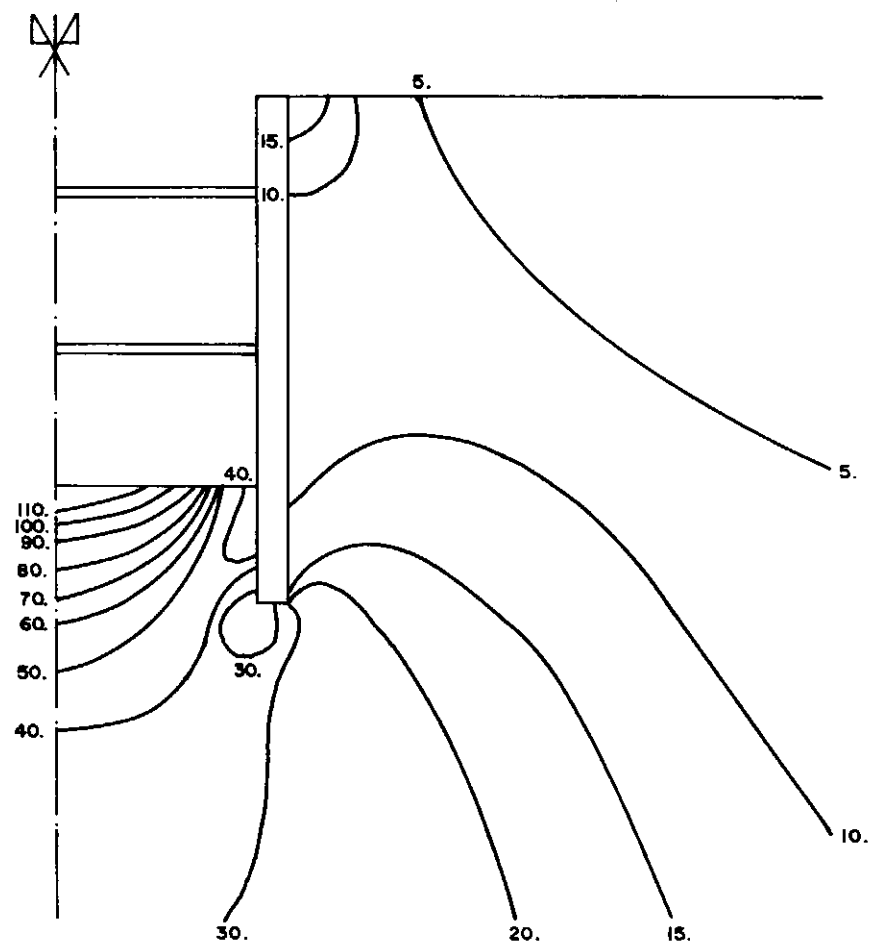


(b) CASO 3 — $E_{est} = 6,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

FIG. 4.4 — Contornos de deformações volumétricas, $\epsilon_{vol} (\times 10^{-2})$, para dois valores de módulos de elasticidade das estrocas.

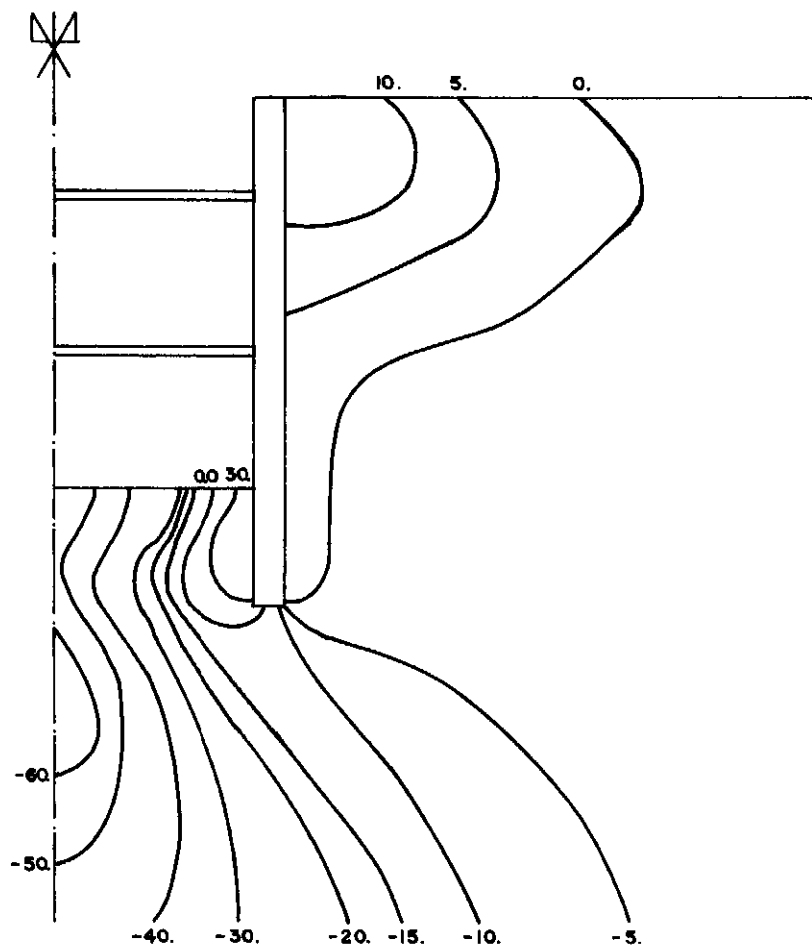


(a) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

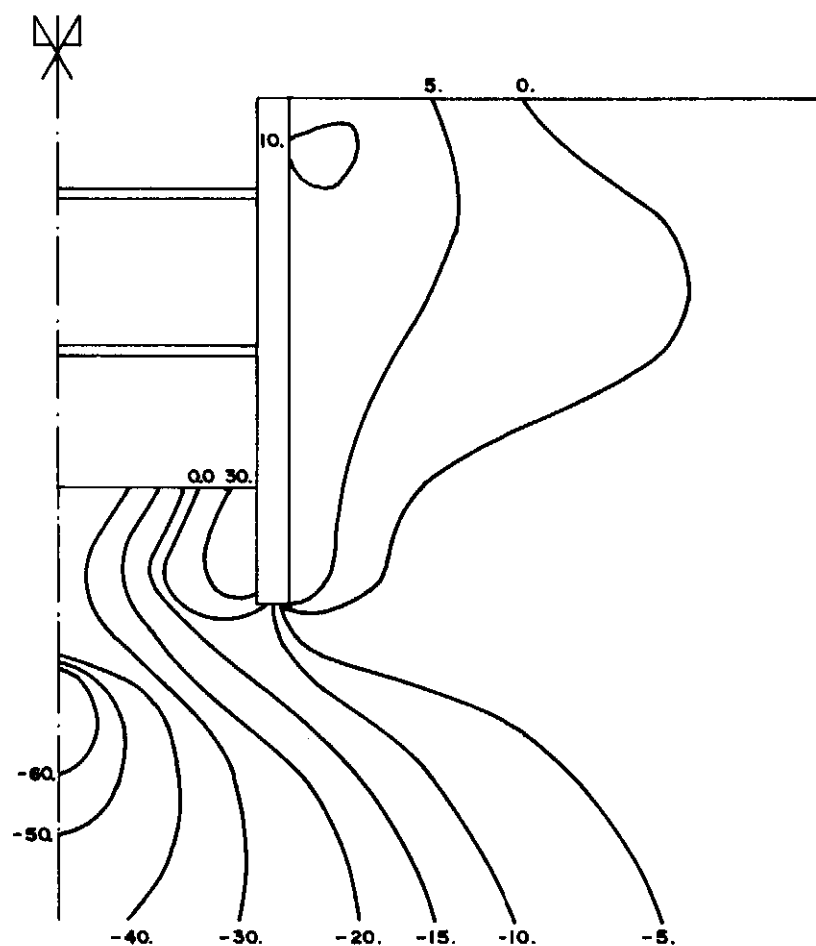


(b) CASO 3 — $E_{est} = 6,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

FIG. 4.5 — Contornos de incrementos de tensões volumétricas, $\Delta\sigma_{vol}$ (kN/m^2), para dois valores de módulo de elasticidade das estrocas.



(a) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa



(b) CASO 3 — $E_{est} = 6,3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

FIG. 4.6 — Contornos das variações de tensões cisalhantes máximas, $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kN/m^2), para dois valores de módulo de elasticidade da estronca.

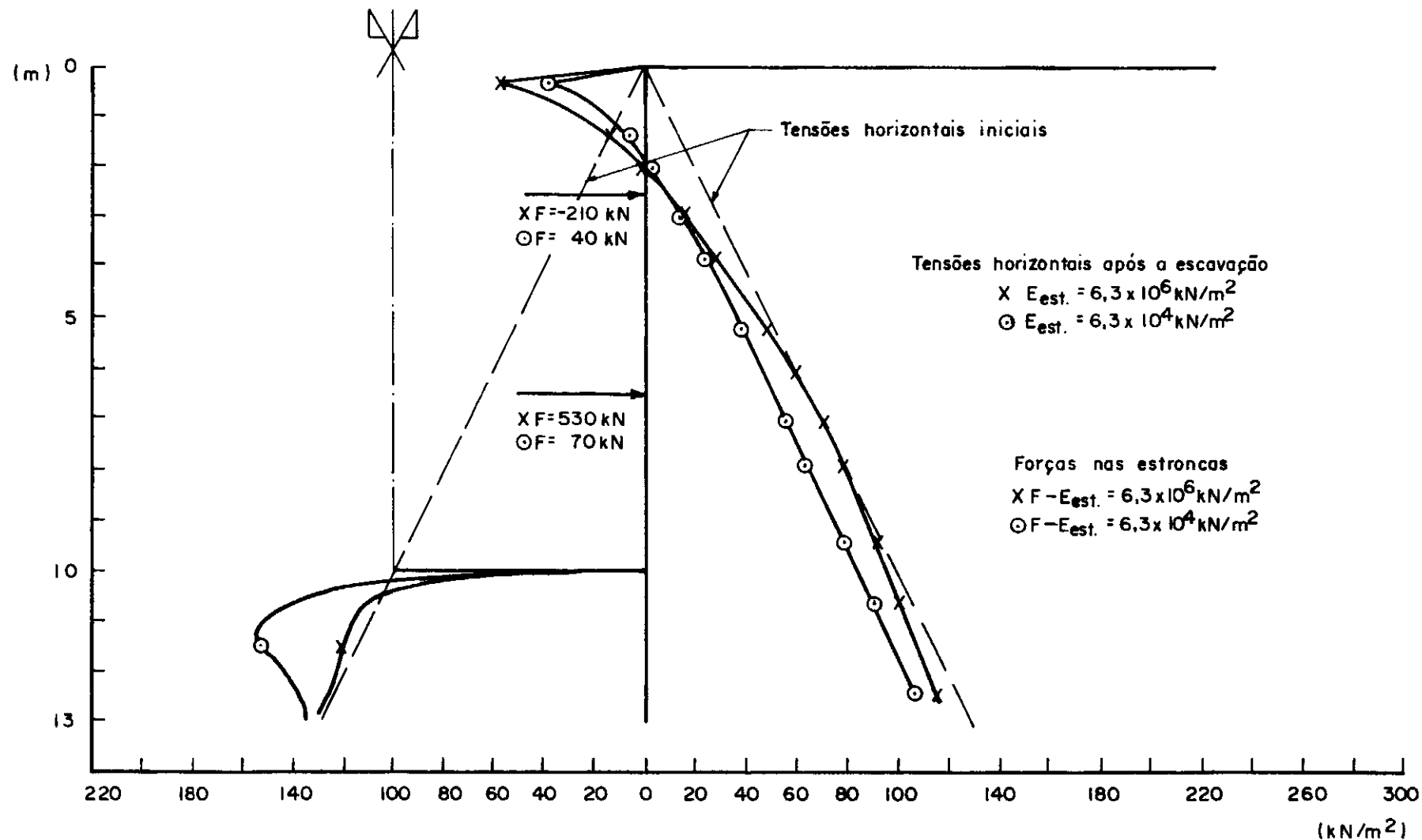


FIG. 4.7 — Tensões e forças atuantes na parede e nas estroncas para diferentes módulos de elasticidade das estroncas. 1 etapa — $K = 0,5$.

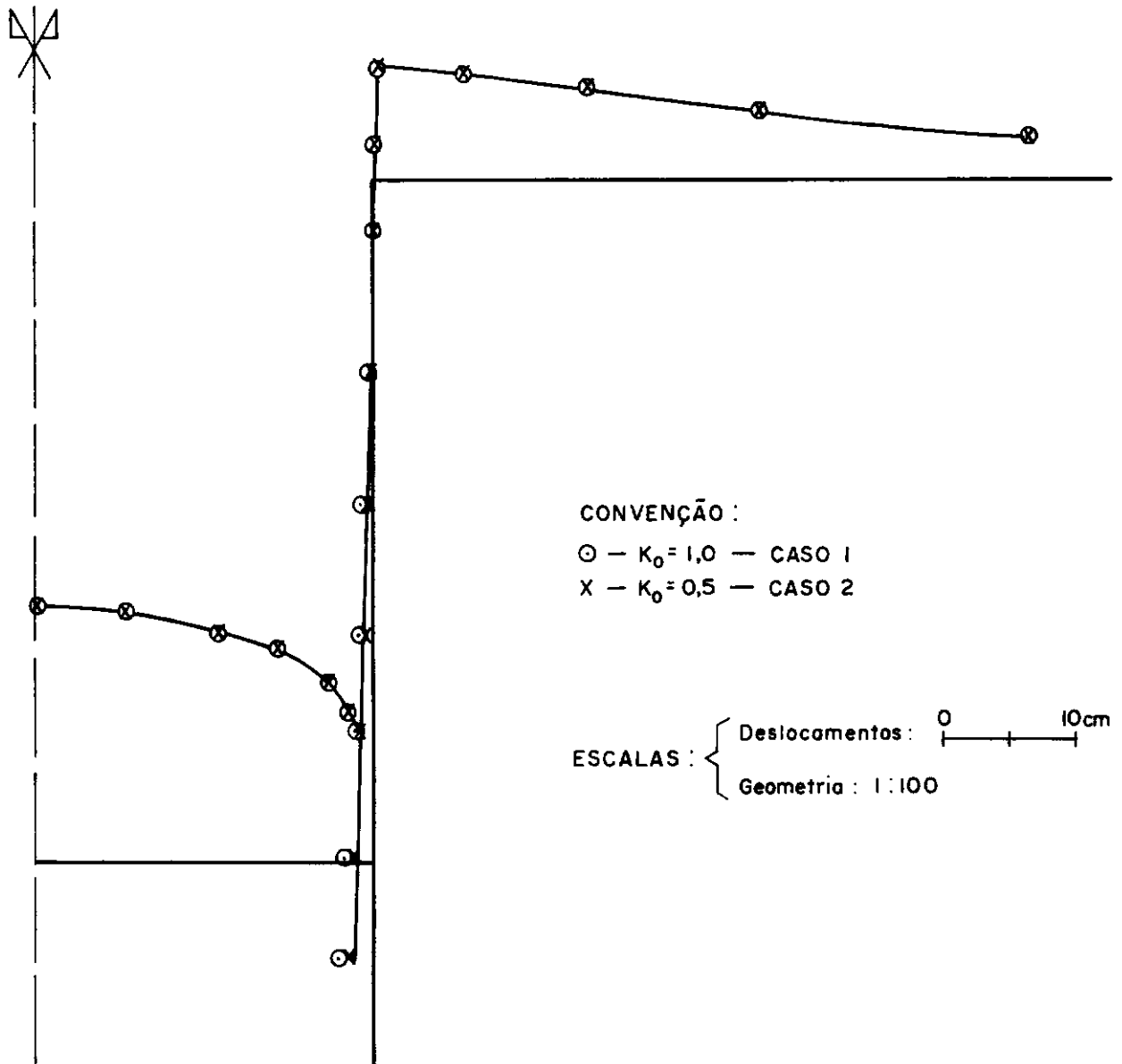
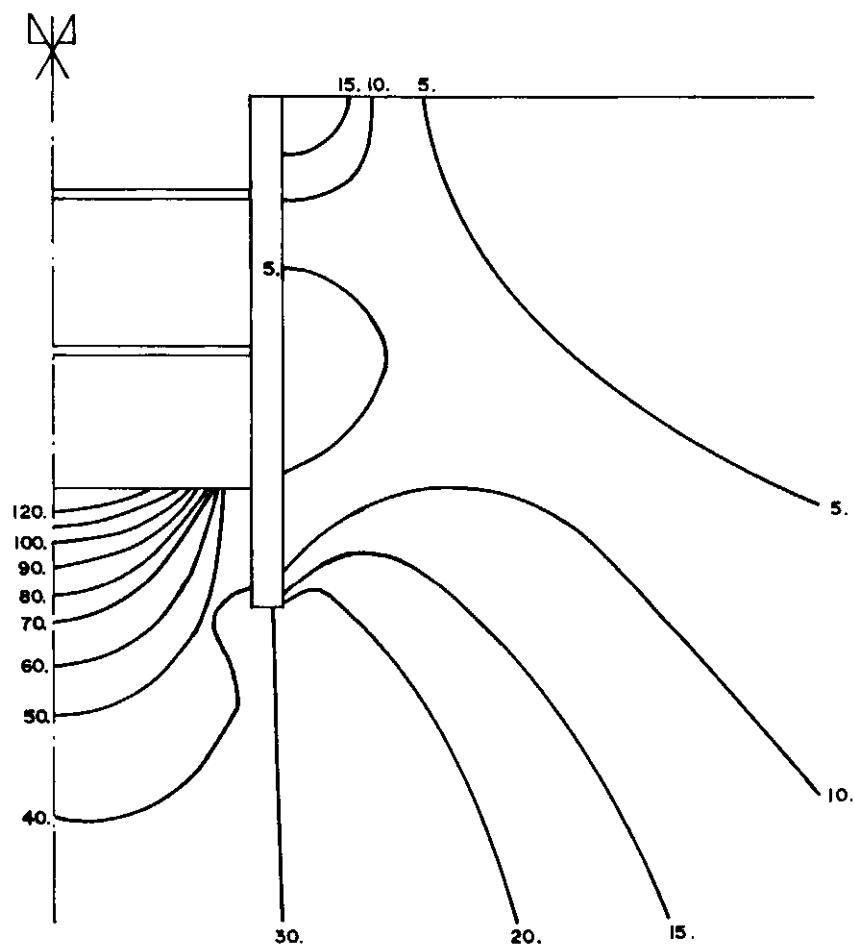
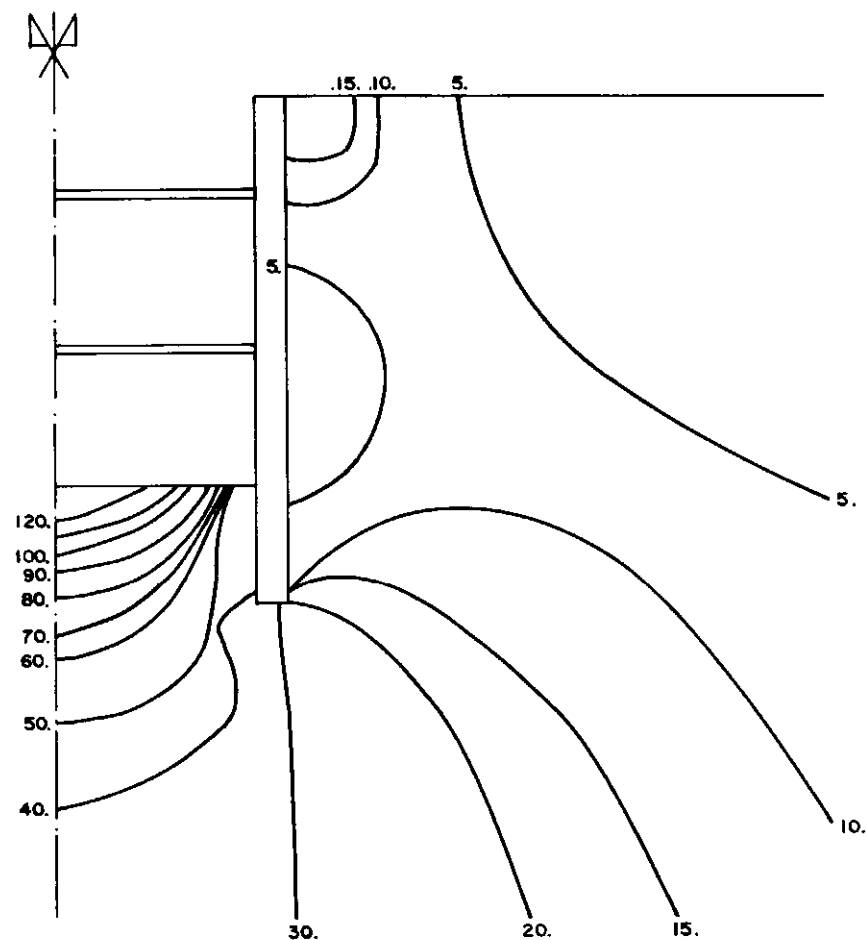


FIG. 4.8 — Deslocamentos do terreno e da parede devido à escavação.
 $E_{est.} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$. 1 etapa.

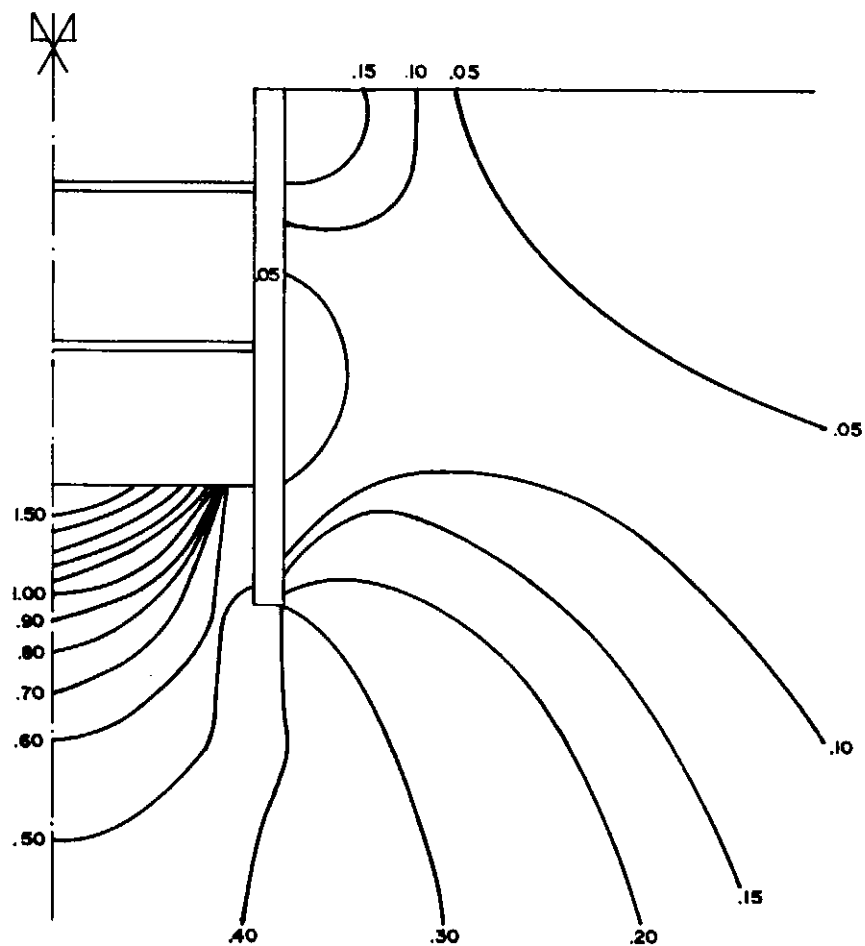


(a) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

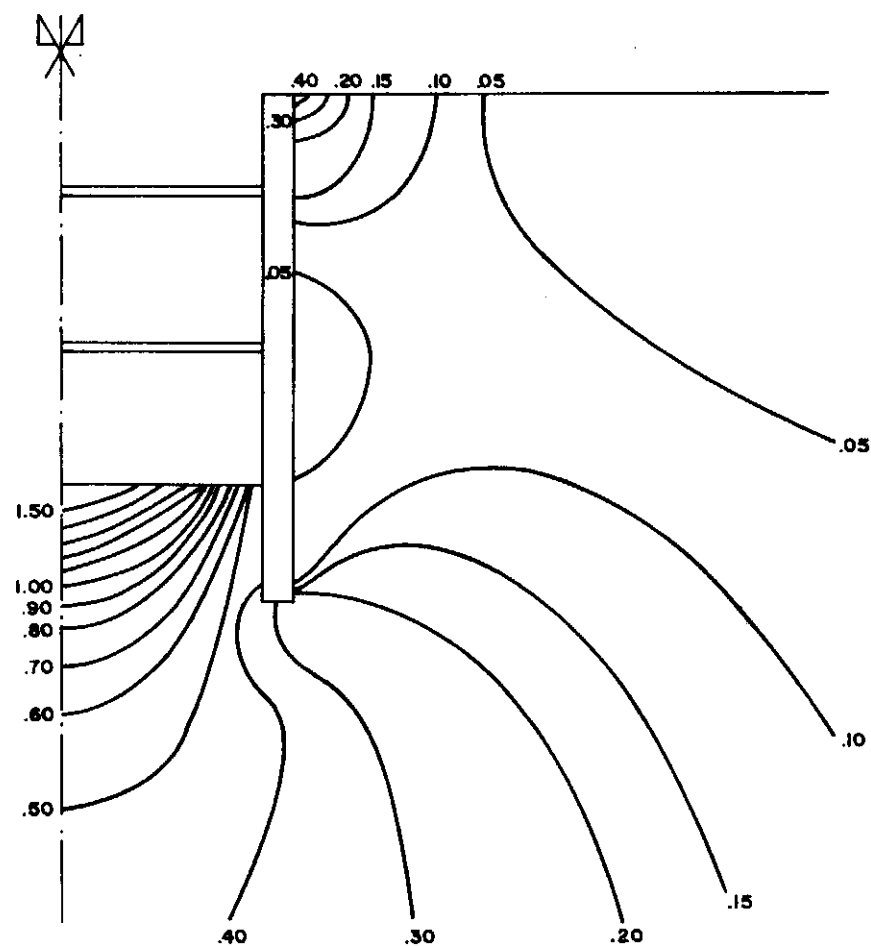


(b) CASO 1 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 1,0$
 1 etapa

FIG. 4.10 — Contornos de incrementos de tensões volumétricas, $\Delta\sigma_{oct}$ (kN/m^2), para dois valores de tensões iniciais no solo.

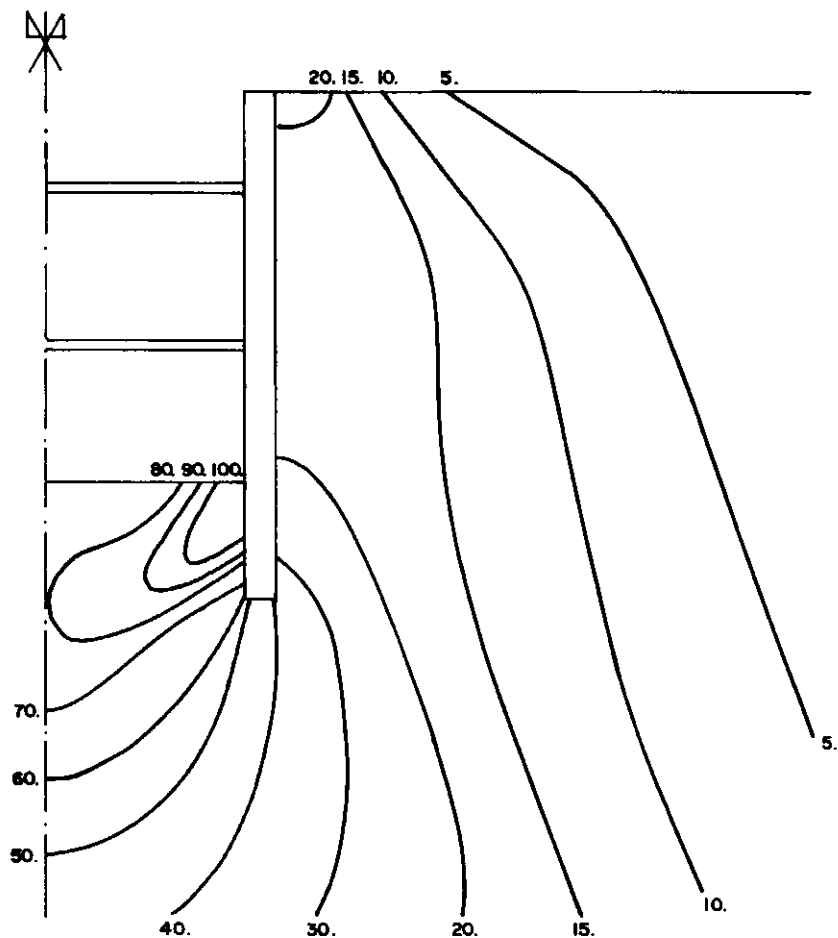


(a) CASO 1 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 1,0$
 1 etapa

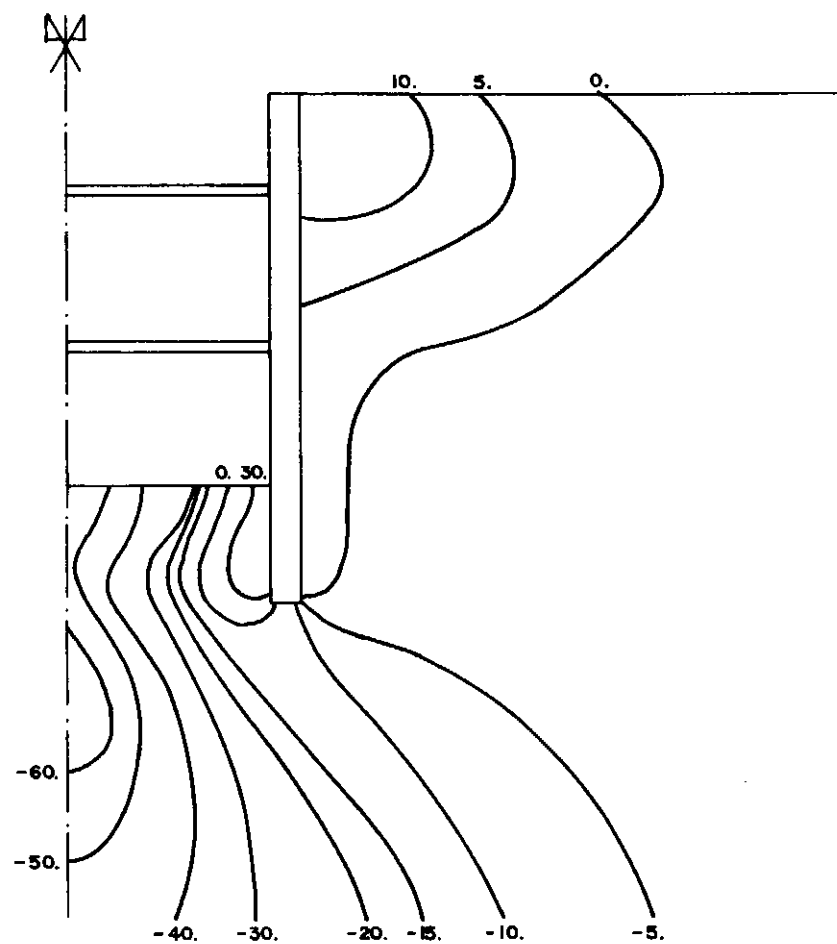


(b) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

FIG. 4.9 — Contornos de deformações volumétricas, $\epsilon_{vol} (\times 10^{-2})$, para dois valores de tensões iniciais no solo.



(a) CASO 1 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 1,0$
 1 etapa



(b) CASO 2 — $E_{est} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 $K_0 = 0,5$
 1 etapa

FIG. 4.11 — Contornos de variações de tensões cisalhantes máximas, $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$, para dois valores de tensões iniciais no solo.

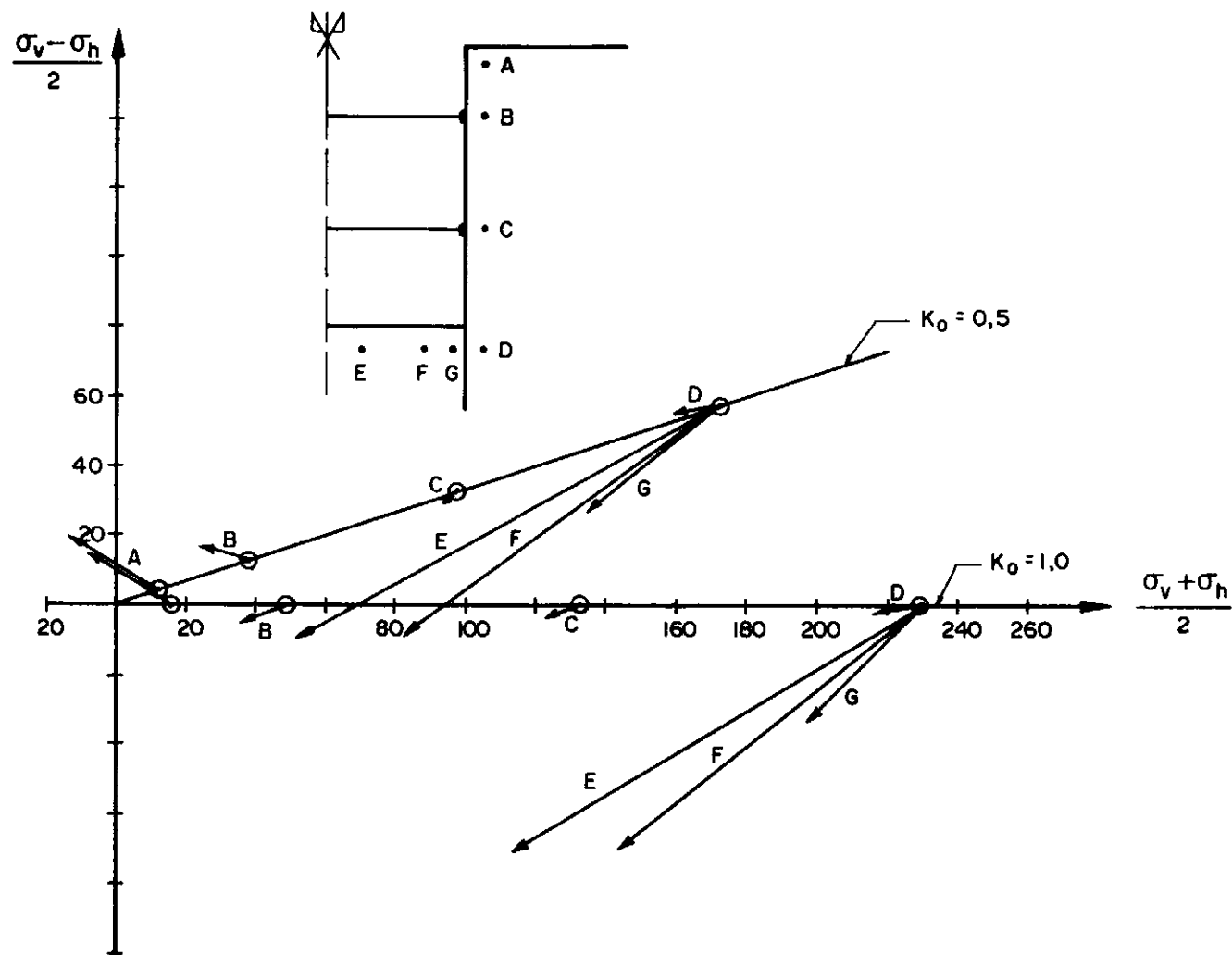


FIG. 4.12 — Trajetória de tensões para diferentes estados de tensão inicial.

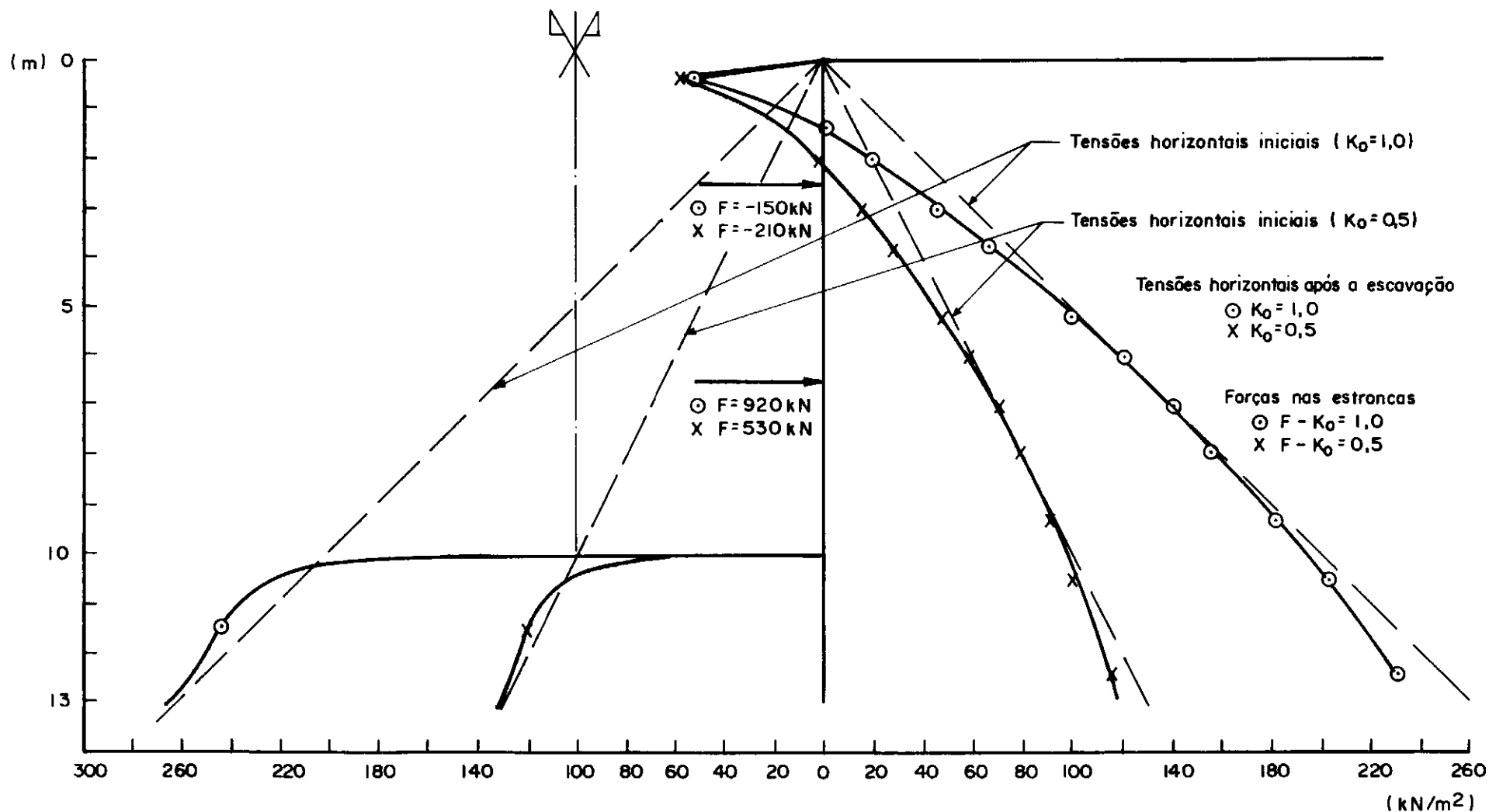


FIG. 4.13 — Tensões e forças horizontais atuando na parede e nas estroncas para diferentes estados de tensão inicial no solo. 1 etapa — $E_{\text{est.}} = 6,3 \times 10^6$.

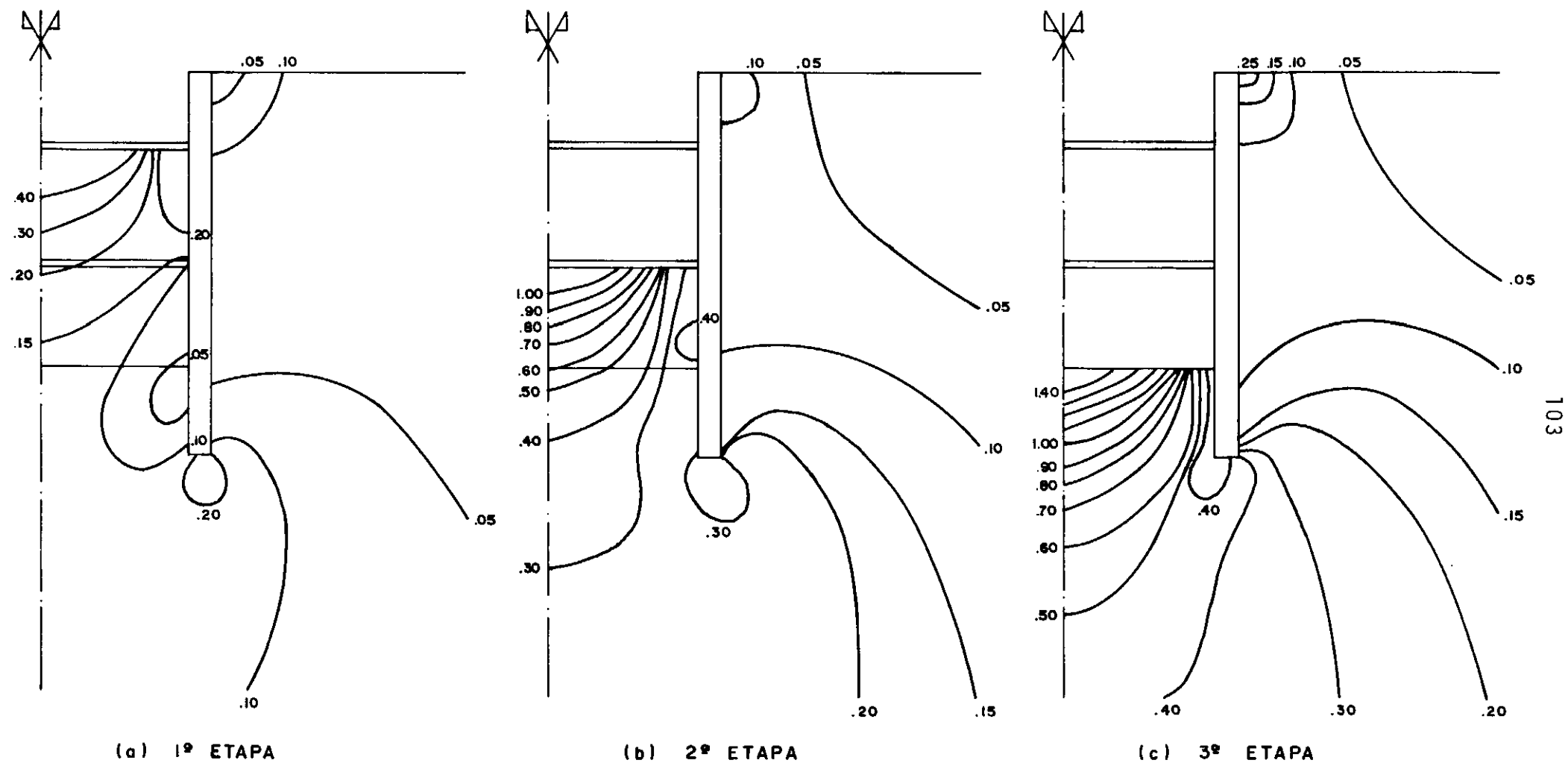


FIG. 4.14 — CASO 4 — Evolução das deformações volumétricas, $\epsilon_{vol} \times 10^{-2}$, para a escavação simulada em 3 etapas.

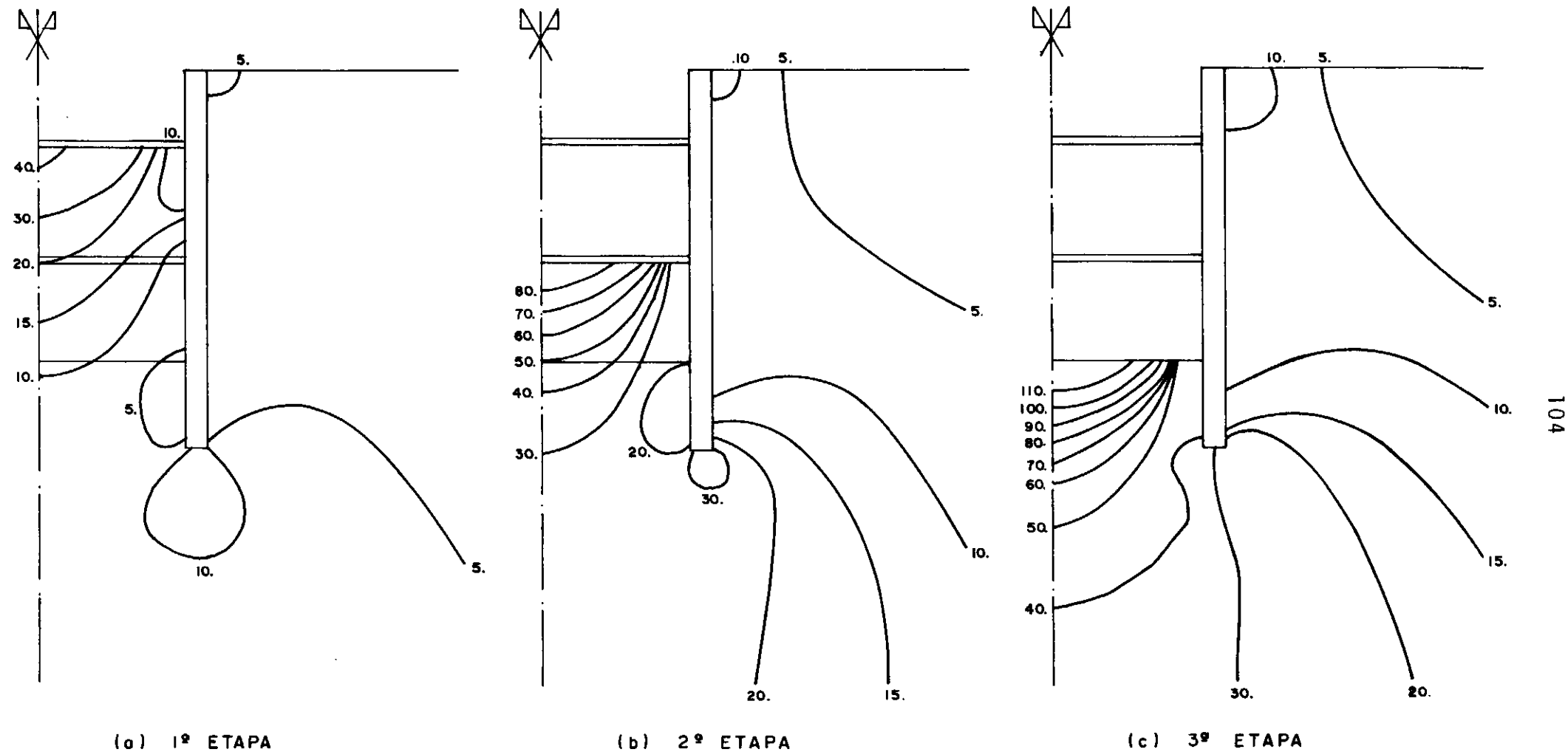
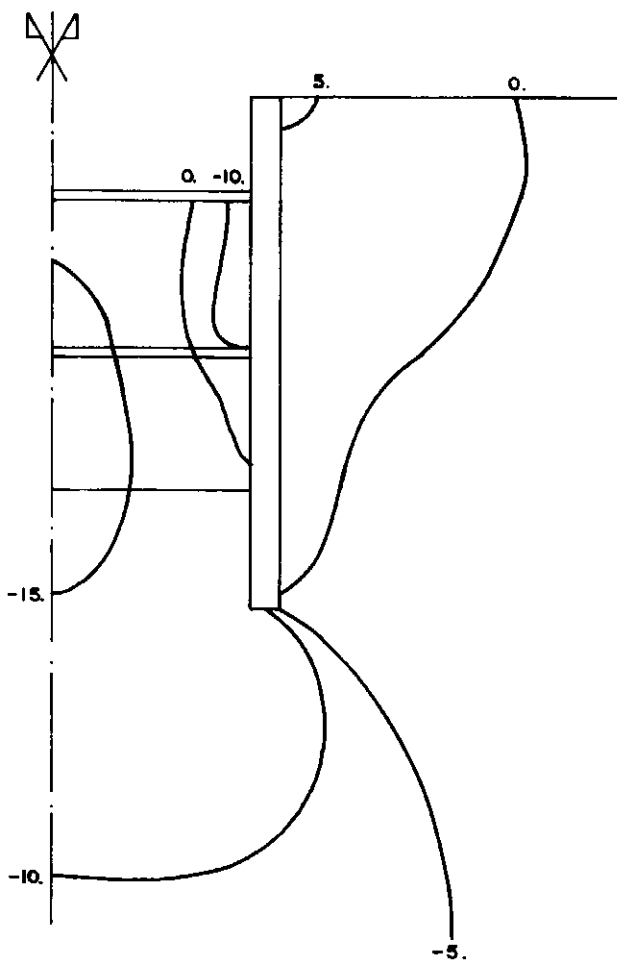
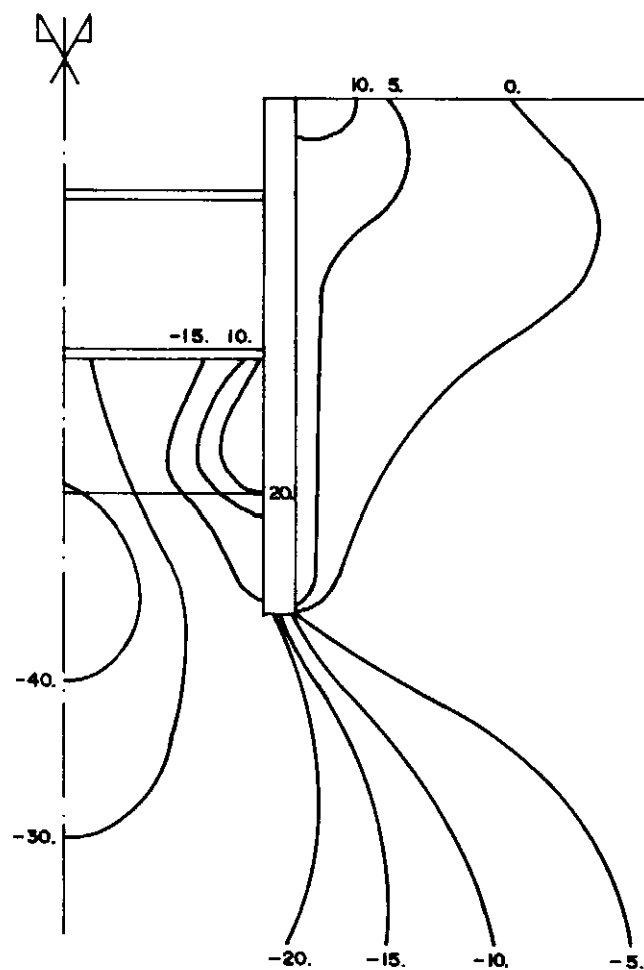


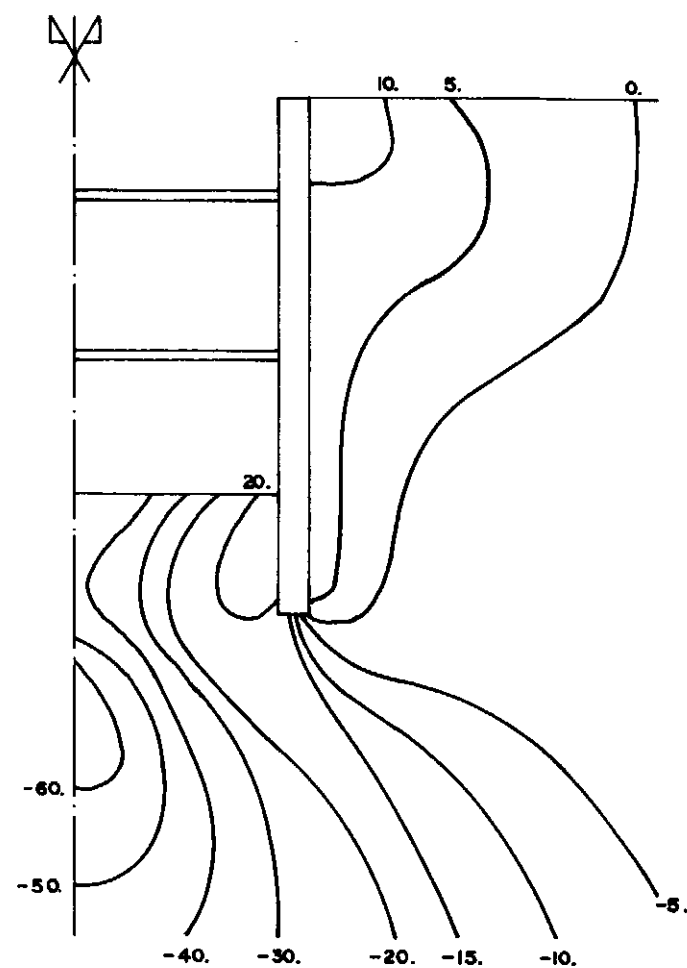
FIG. 4.15 — CASO 4 — Evolução dos incrementos de tensões volumétricas, $\Delta\sigma_{vol}$ (kN/m²), para a escavação simulada em 3 etapas.



(a) 1ª ETAPA



(b) 2ª ETAPA



(c) 3ª ETAPA

FIG. 4.16 — CASO 4 — Evolução das variações de tensões cisalhantes máximas, $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kN/m²), para a escavação simulada em 3 etapas.

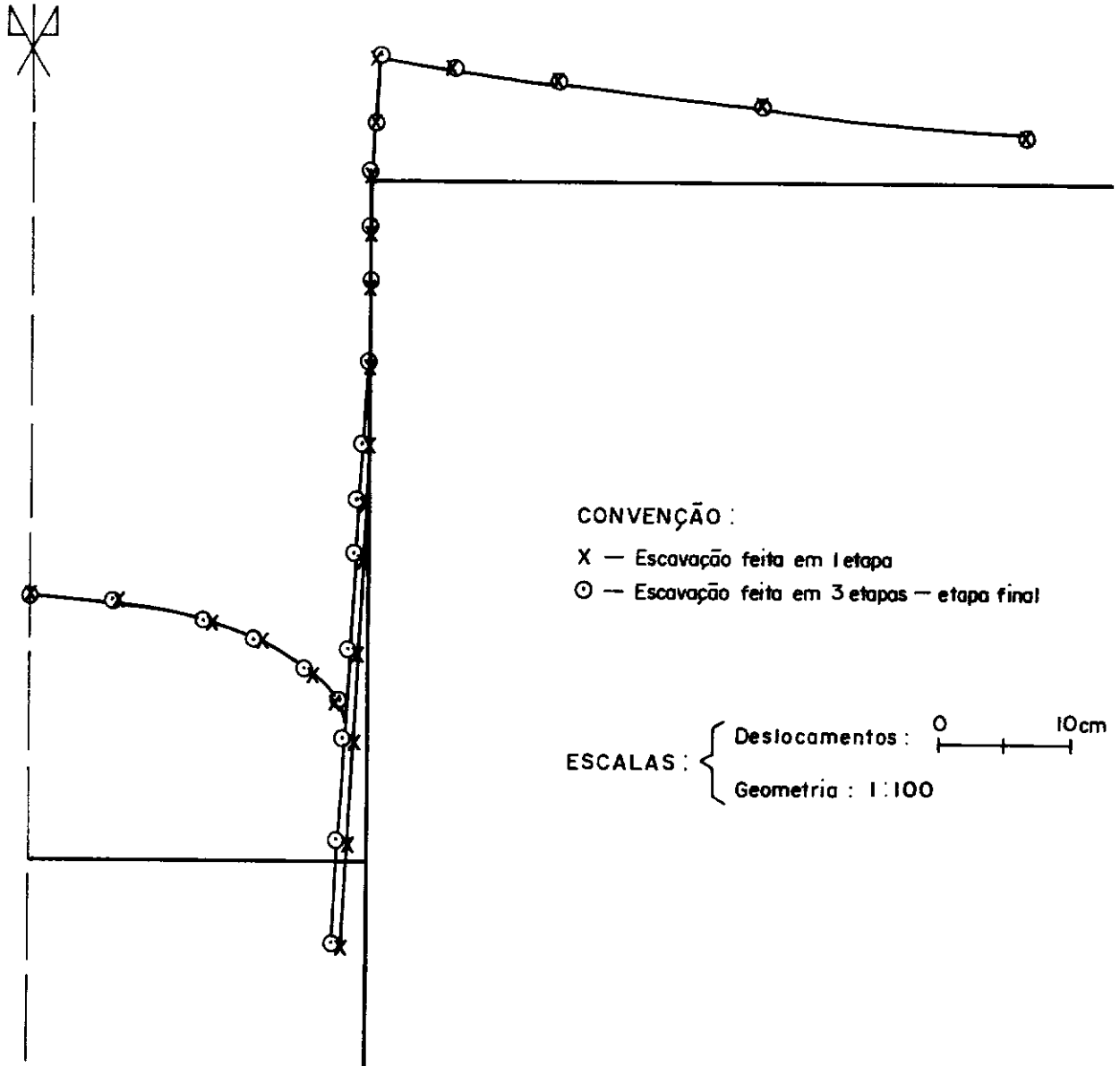


FIG. 4.17 — Deslocamentos do terreno e da parede devido à escavação.
 $K_0 = 0,5$. $E_{est.} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

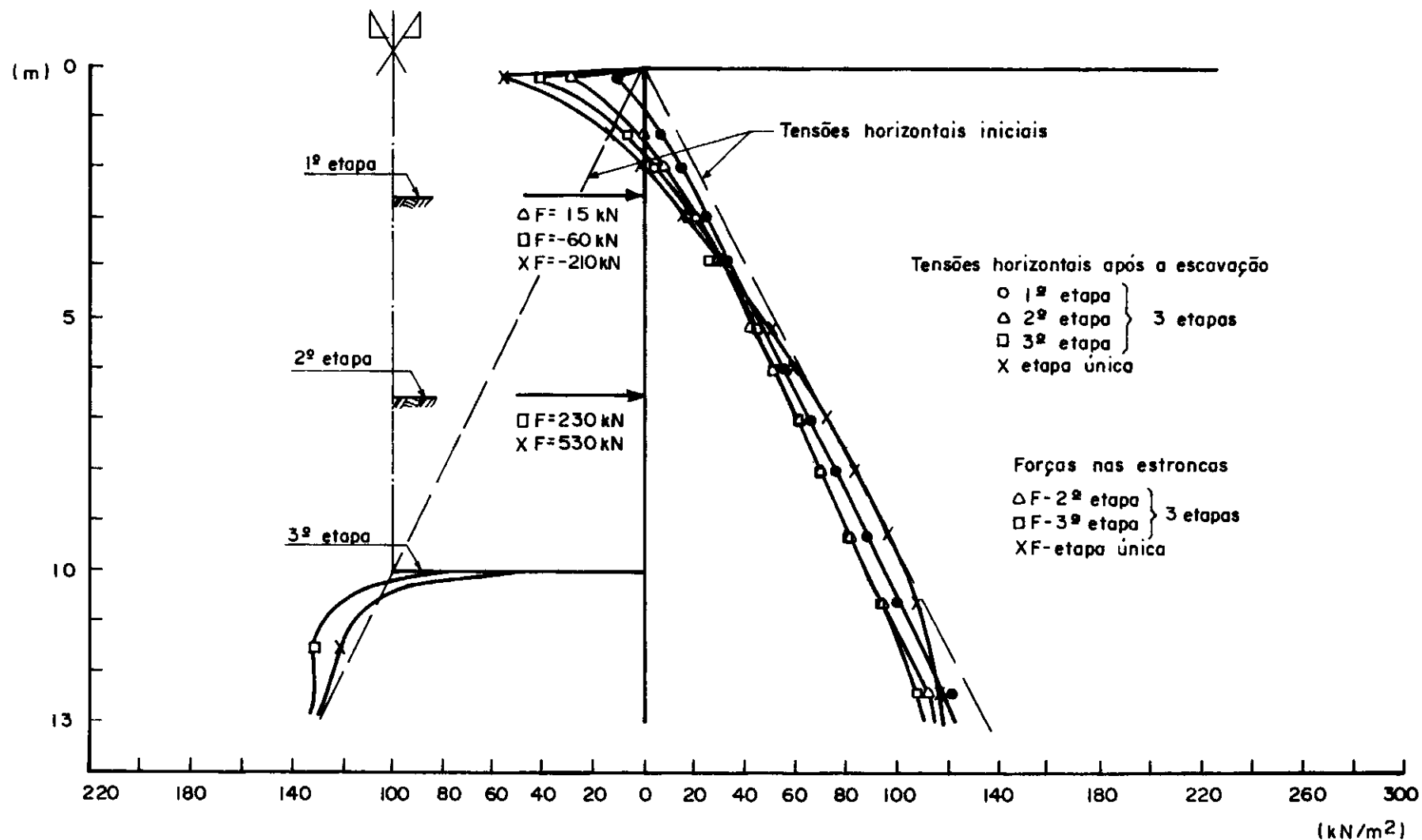


FIG. 4.18 — Tensões e forças horizontais atuantes na parede e nas estroncas para diferentes simulações da escavação. $K_0 = 0,5$. $E_{\text{est}} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

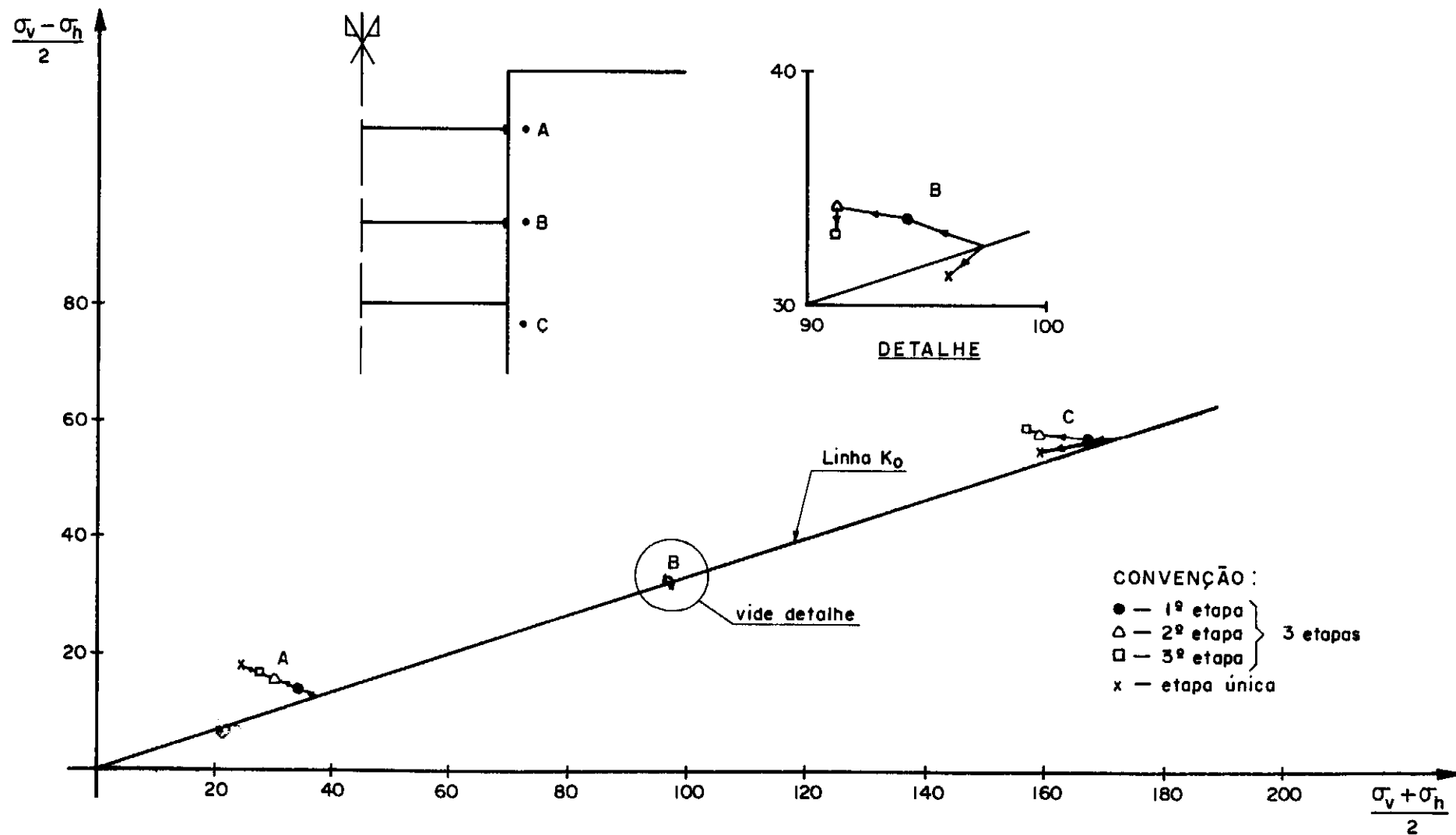
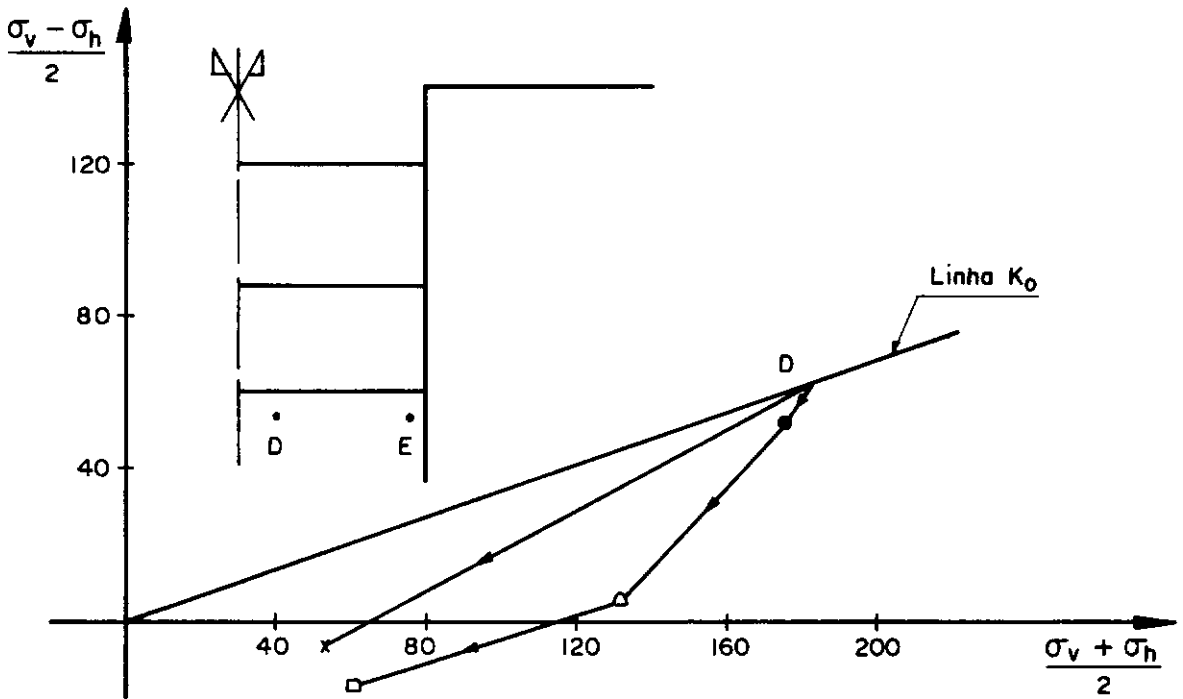
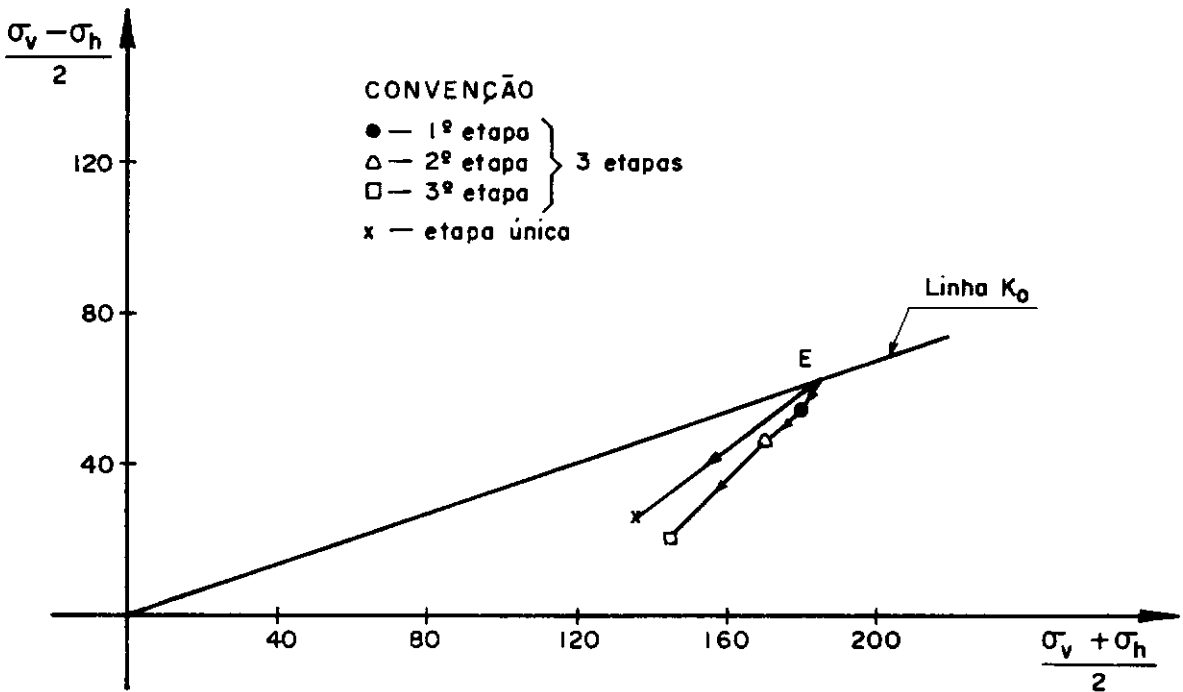


FIG. 4.19 — Trajetória de tensões para diferentes simulações da escavação.
 $K_0 = 0,5$. $E_{est.} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.



(a) PONTO D — Situado próximo ao centro da escavação



(b) PONTO E — Situado próximo à ficha

FIG. 4.20 — Trajetória de tensões para diferentes simulações da escavação.
 $K_0 = 0,5$. $E_{est.} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$.

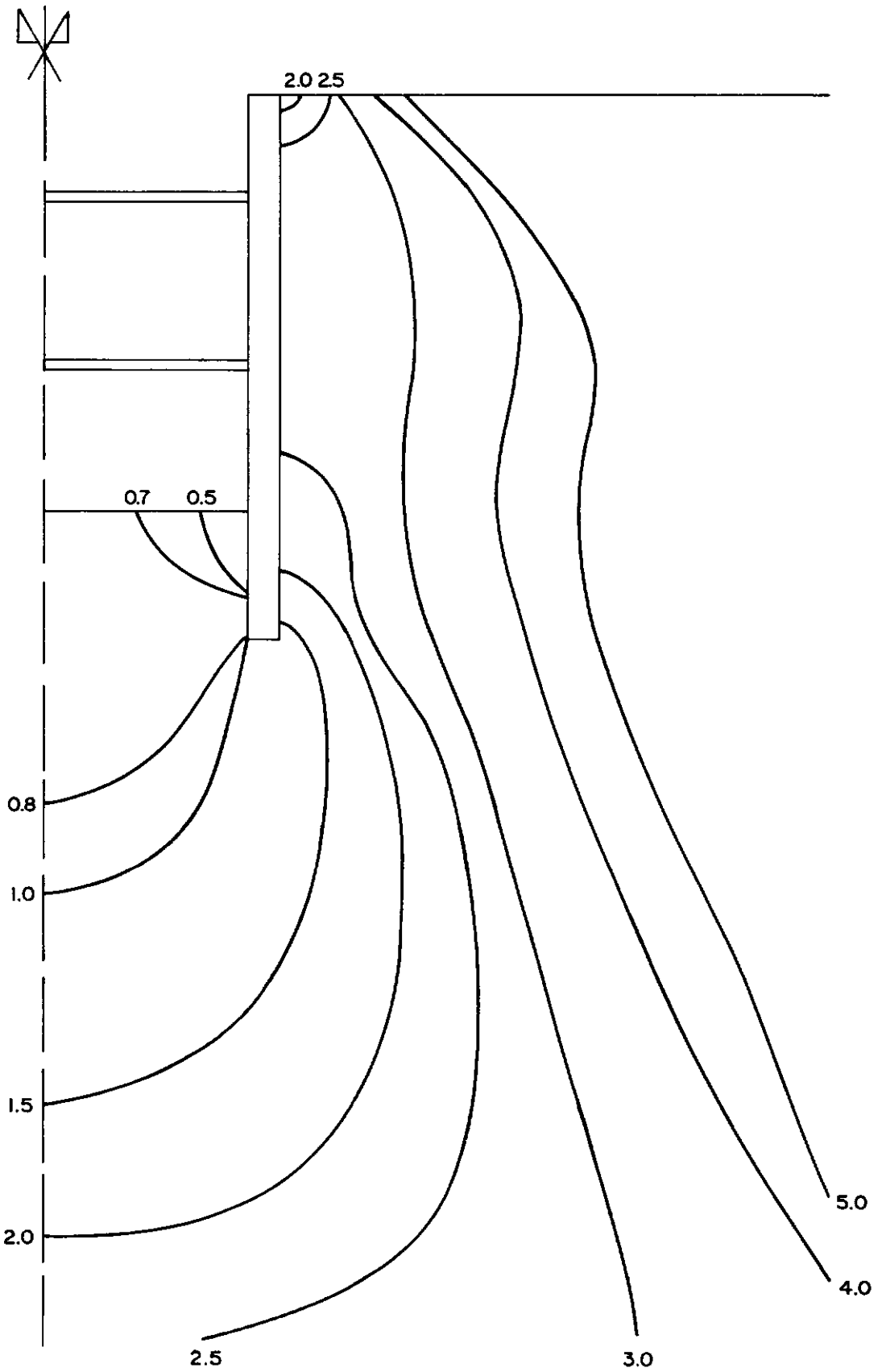


FIG. 4.21 — Contornos de iguais valores de F_s local produzido pelo MEF (Caso I).

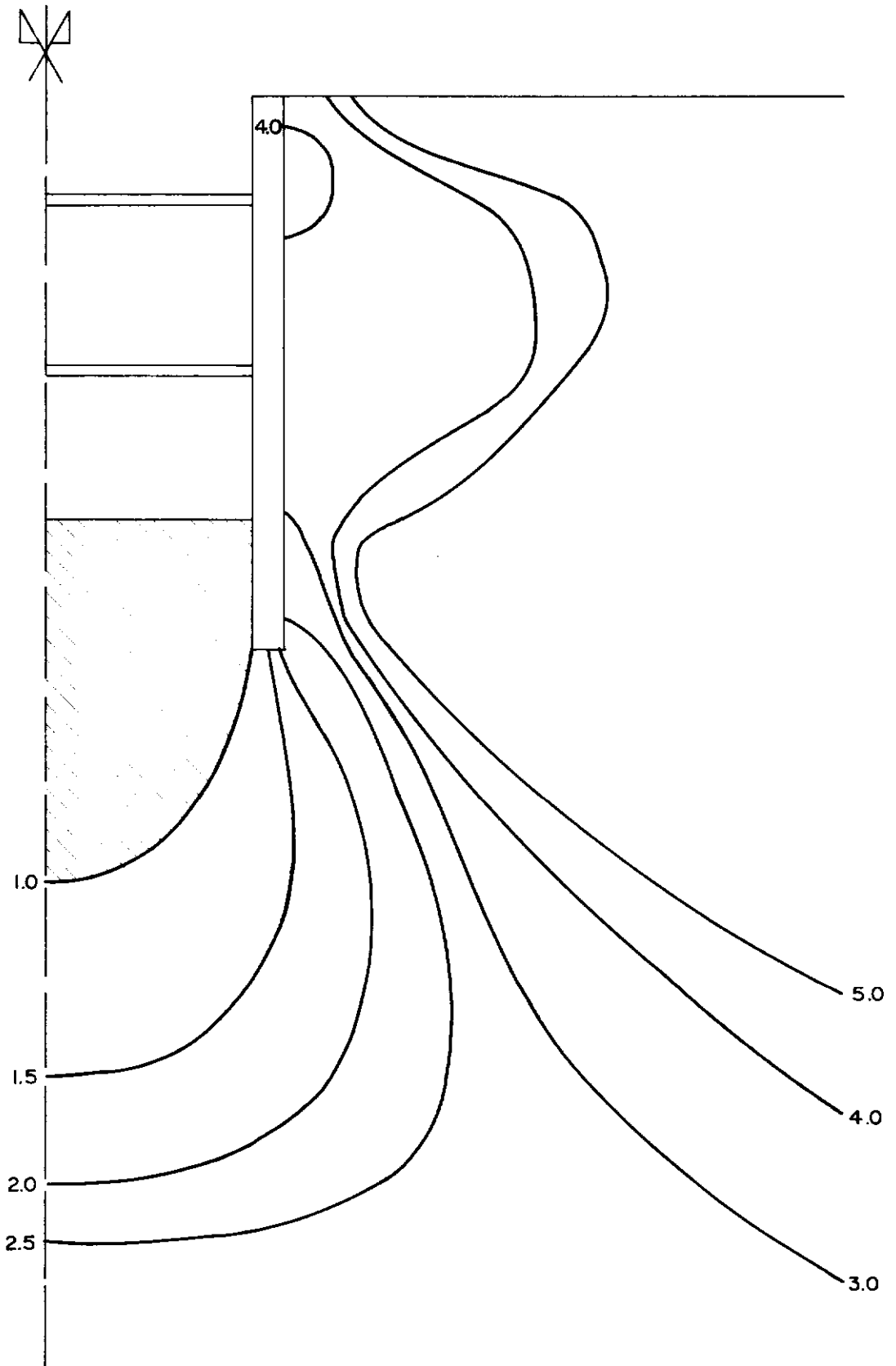


FIG.4.22.— Contornos de iguais valores de F_s local produzido pelo MEF (Caso IA).

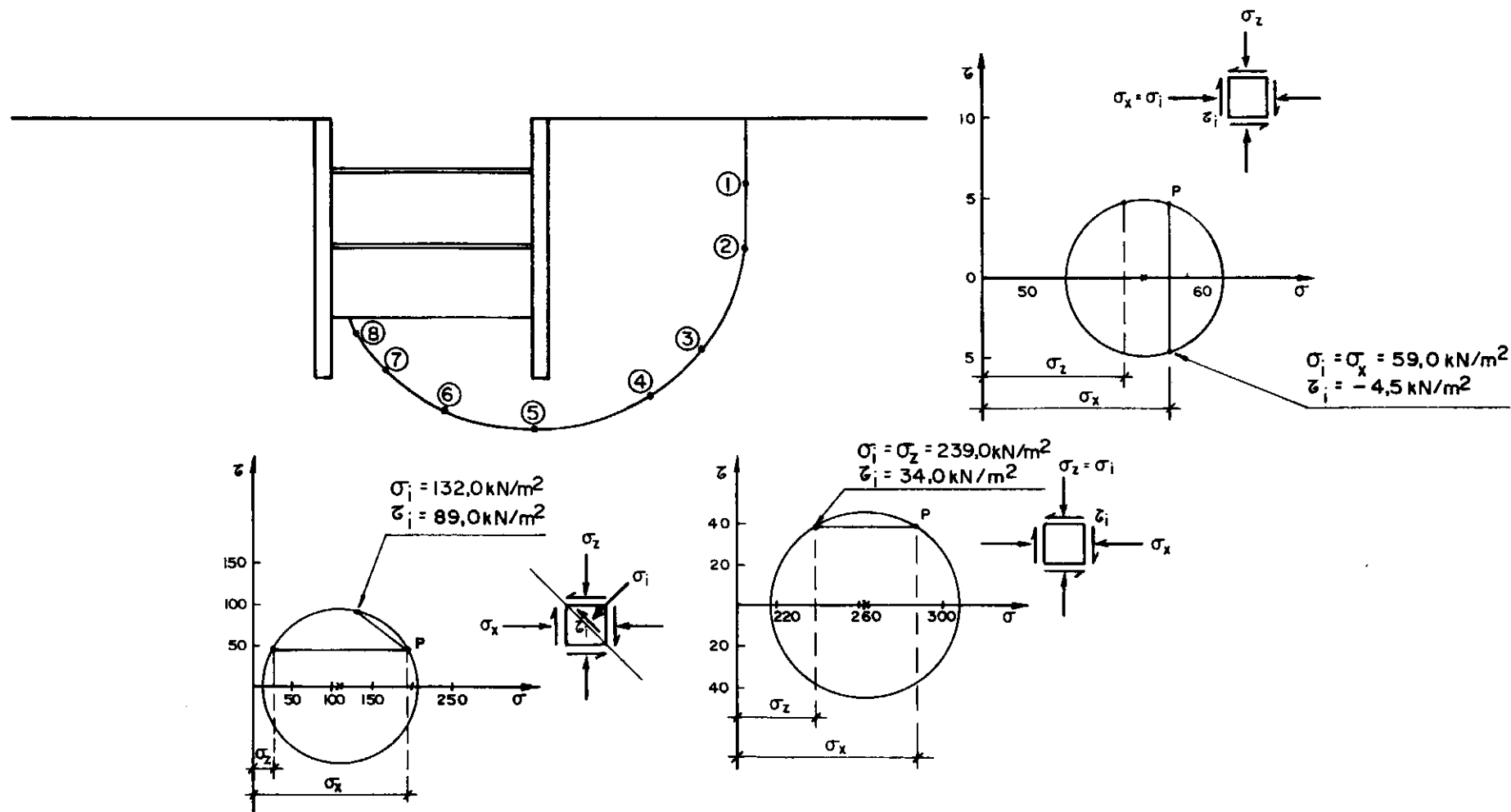


FIG. 4.23 — Círculo de ruptura por equilíbrio-limite com os pontos onde foram calculadas as tensões cisalhantes pelo MEF. Representação do Círculo de Mohr dos pontos 1, 5 e 8. Caso I.

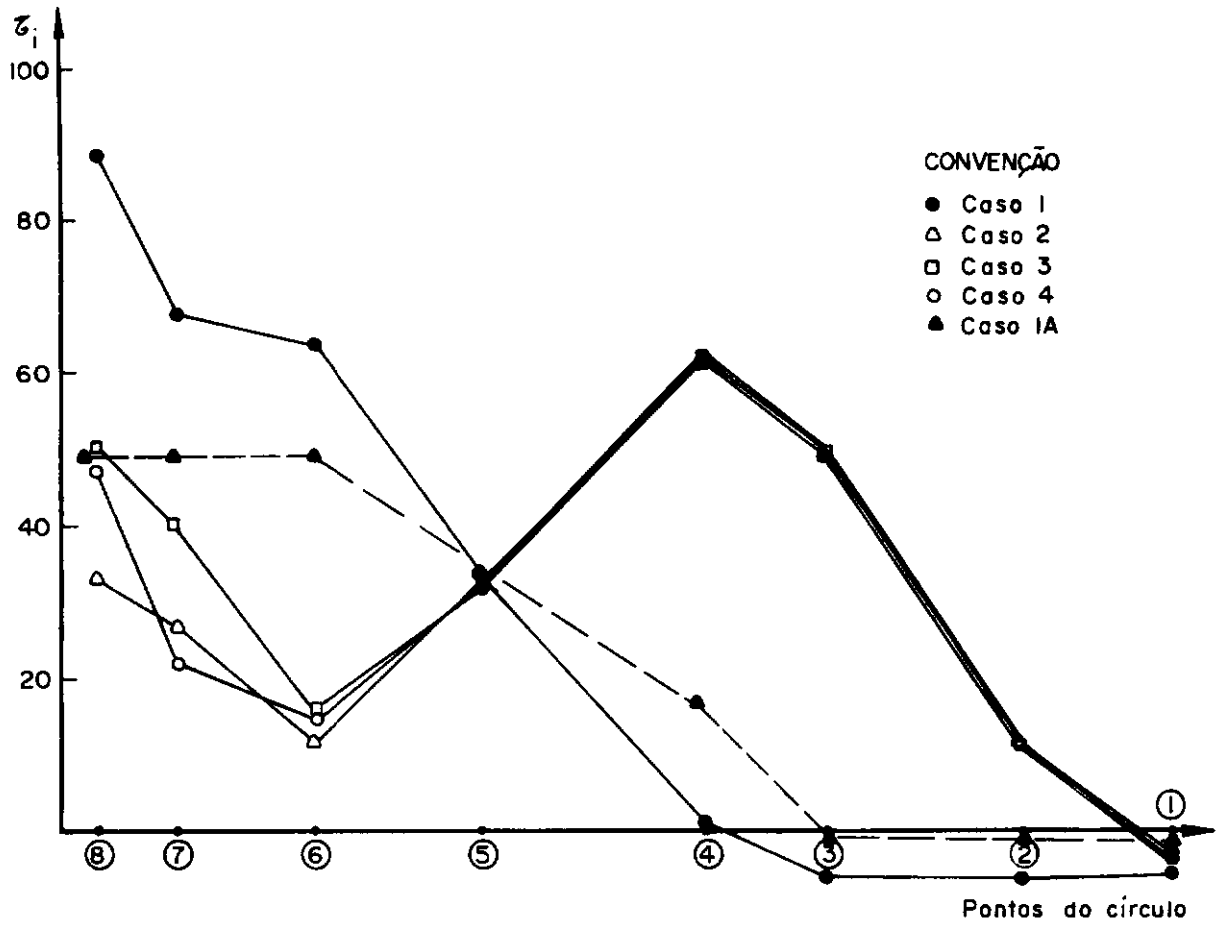


FIG. 4.24 — Tensões cisalhantes ao longo do círculo crítico pelo MEF.

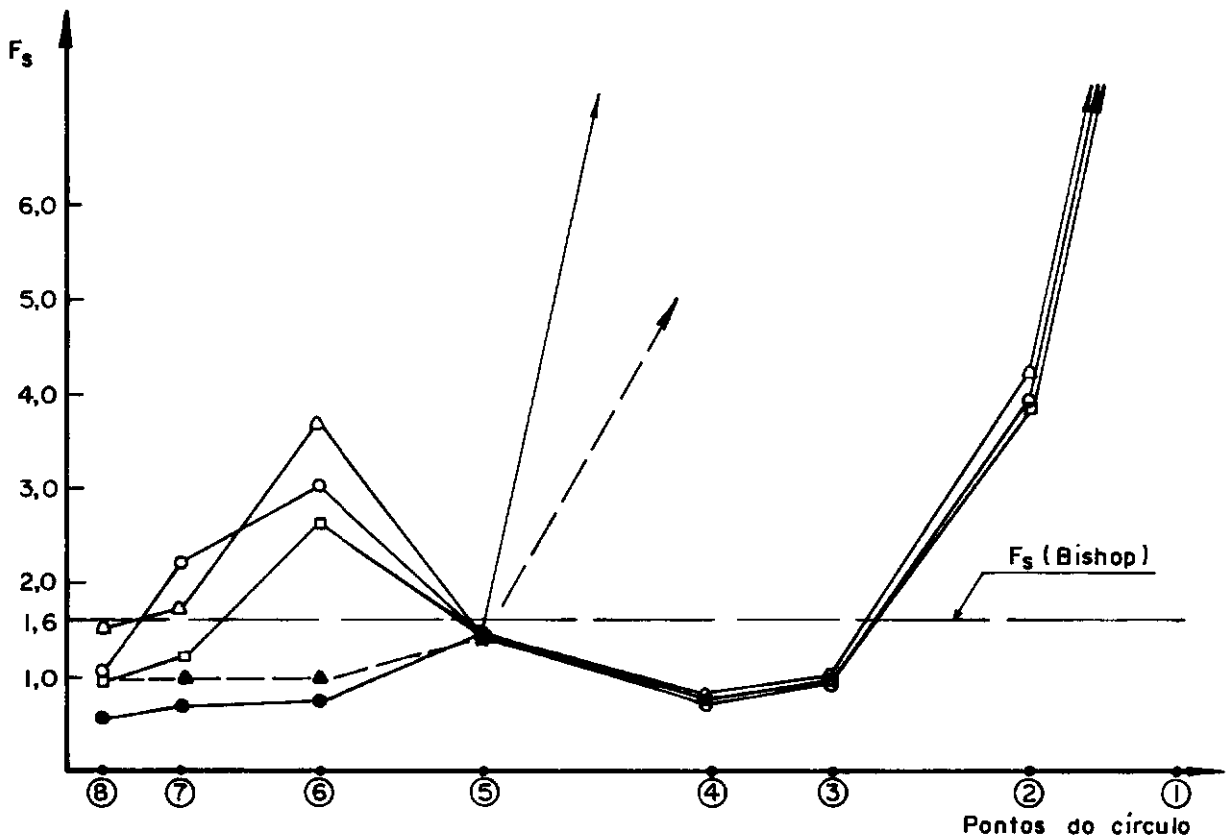


FIG. 4.25 — Fatores de segurança no círculo crítico por equilíbrio-limite e pelo MEF.

CAPÍTULO 5

ESTUDO DE UM CASO - METRÔ/RJ

5.1. INTRODUÇÃO

É feita, neste Capítulo, uma análise da vala do Metrô do Rio de Janeiro no início da Rua Conde de Bonfim, Tijuca (Lote 23). A análise realizada não incluiu sobrecargas de edifícios, representando, assim, um trecho em que não havia edifícios próximos à vala. (Havia, na maioria do trecho, edifícios próximos à vala e medições de recalques destes edifícios foram analisadas por Jucá, 1981.) A análise foi não linear elástica representando condições drenadas.

5.2. DESCRIÇÃO DA ESCAVAÇÃO E PARÂMETROS UTILIZADOS

A localização do trecho em estudo está mostrada na Figura 5.1. O terreno neste trecho é constituído de uma camada de areia argilosa sobrejacente a argila siltosa-arenosa e lentes de areia com matacões sobrejacentes ao que foi classificado como solo residual (ver Figura 5.2). Provavelmente algumas das camadas acima desta última são, também, solo residual, porém mais maduro, visto, por exemplo, que é difícil explicar a elevada rigidez da segunda camada.

Foram realizados (a) ensaios de compressão triaxial convencionais do tipo CD, adensados isotropicamente, saturados por contra-pressão, em amostras tipo bloco retiradas a cerca de 4,00 m de profundidade (camada de areia argilosa) e (b) ensaios de adensamento (oedométrico).

As características dos corpos de prova e resultados dos ensaios triaxiais estão apresentados na Tabela 5.1. Os gráficos

$(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_1$, $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_c \times \epsilon_1$, $\sigma_1 / \sigma_3 \times \epsilon_1$ e $\Delta V / V \times \epsilon_1$ são mostrados nas Figuras 5.3 e 5.4. Na Figura 5.5 apresenta-se o diagrama $p \times q$ destes ensaios, que indica os seguintes parâmetros:

$$a' = 10 \text{ kN/m}^2, \quad \psi' = 22,5^\circ$$

ou

$$c' = 11 \text{ kN/m}^2, \quad \phi' = 25^\circ$$

Foram realizados simultaneamente dois ensaios de adensamento oedométrico com pressão de 200 kN/m², cujos gráficos de $\sigma'_v \times \epsilon_1$ estão apresentados na Figura 5.6. Estes gráficos fornecem, pelo método de Casagrande, pressões de pré-adensamento que levam a valores de OCR iguais a 1,0 e 1,3, que indicam que este material é normalmente adensado. Isto sugeriu, na falta de medição, a adoção de um coeficiente de empuxo no repouso (K_0) igual a 0,5.

Como a análise é drenada, ela é feita em termos de pressões efetivas. Assim, os pesos específicos na geração de tensões iniciais eram submersos abaixo do nível d'água. Foram adotados $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ até o nível d'água e $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ abaixo. Na vala em questão havia um nível d'água fora da vala a 2,00 m de profundidade; dentro da vala o nível d'água coincidia com o fundo da escavação. Esta água não estava em movimento apreciável devido à baixa permeabilidade do solo (especialmente abaixo do nível do fundo da escavação) mas exercia empuxo contra a parede, sendo adotado o diagrama mostrado na Figura 5.7.

O modelo de comportamento de material usado foi o elástico não linear hiperbólico para o Módulo de Young, com um Coeficiente de Poisson constante (tomado igual a 0,4, de acordo com os ensaios). A relação tensão-deformação hiperbólica se exprime, em termos de Módulo de Young tangente, como

$$E_t = E_i \left(1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^2 \quad (5.1)$$

O parâmetro R_f foi tirado dos ensaios triaxiais realizados, obtendo-se um valor médio de 0,97. O Módulo de Young inicial E_i é dependente da pressão confinante. Uma das maneiras de se expri-

mir esta dependência é através da relação

$$E_i = m(\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (5.2)$$

ou seja, em relação à resistência (que é diretamente relacionada com a pressão confinante). Esta forma de se exprimir a dependência foi adotada com $m = 100$ (baseado em ensaios).

A geometria da escavação está representada na Figura 5.2, com aproximadamente 10 m de profundidade e 20 m de largura, simétrica horizontalmente com relação ao seu centro. O sistema de suporte se constitui de parede diafragma com 0,8 m de espessura e 19,0 m de profundidade (dos quais 9,0 m constituem a ficha) e um nível de estroncas. Os topos das paredes estão ligados por uma laje de concreto com 0,40 m de espessura. O processo de execução da escavação neste trecho da obra foi invertido, isto é, foram inicialmente executadas a parede e a laje superior e a seguir, então, iniciado o processo de escavação. Adotou-se para o concreto os valores típicos de Módulo de Young $E = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ e Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$. Quanto à estronca, fez-se, como descrito no item 4.2, o cálculo de um módulo de elasticidade equivalente, considerando-se a área de aço existente na seção real e na simulada pelo MEF. Considerou-se, desta vez, porém, uma rigidez efetiva da estronca 10 vezes menor que a real baseada em medições feitas pela COPPE neste trecho do Metrô.

A rede de elementos finitos utilizada nesta análise está apresentada na Figura 5.8. A escavação foi simulada em duas etapas, conforme mostrada na Figura 5.7. O algoritmo para tratamento da não-linearidade foi do tipo Runge-Kutta de 2ª ordem, com as forças de escavação de cada etapa divididas em 2 incrementos.

Inicialmente fez-se uma análise supondo-se o solo homogêneo, utilizando-se os valores dos parâmetros antes definidos. A seguir procurou-se simular mais fielmente o perfil do terreno da seguinte forma (ver Figura 5.9); Sendo o solo subjacente à camada de areia argilosa constituído de uma argila silto-arenosa com o N_{SPT} médio cerca de 3 vezes maior, tomou-se a coesão (drenada) deste duas vezes maior que a daquele, mantendo-se os demais parâ

metros do solo. Com isto o módulo de elasticidade cresce, já que ele é função da resistência do solo. Para a lente de areia, que é um solo com N_{SPT} muito elevado, tomou-se a coesão duas vezes maior que a da camada anterior (quatro vezes maior que a da 1ª camada) e um ângulo de atrito $\phi = 30^0$. Para a camada de solo residual tomou-se os mesmos parâmetros da camada de areia argilosa visto que o N_{SPT} médio destas duas camadas são praticamente iguais.

5.3. RESULTADOS

Foram plotados para os perfis considerados (a) homogêneo e (b) com quatro camadas, os deslocamentos da parede, do fundo da escavação e da superfície do terreno, as pressões horizontais atuantes na parede e os contornos de fator de segurança local.

5.3.1. Perfil homogêneo

As pressões horizontais (Figura 5.10) apresentam uma pequena variação do lado ativo do solo (atrás da parede) sendo um pouco maiores que o valor inicial no topo da parede (devido, provavelmente, à existência da laje superior, que restringe o deslocamento do topo da parede) e um pouco menores na ficha. A zona passiva do solo (abaixo da escavação) sofre aumento das tensões horizontais especialmente nas proximidades do pé da ficha. As tensões horizontais tanto do lado ativo quanto do lado passivo não apresentam variações significativas quando da execução da 2ª etapa de escavação; aparentemente a parcela de pressão que era oferecida pela parte escavada é suportada pela estronca.

Os deslocamentos, apresentados na Figura 5.11, mostram um levantamento do fundo da vala (devido ao alívio de tensões verticais) e da superfície do terreno. A parede se desloca para dentro da vala, mais no pé da ficha que no topo. Os deslocamentos (tanto do solo quanto os da parede) crescem à medida que se avança com a escavação.

Os contornos do fator de segurança mostrados na Figura 5.12 apresentam zonas de ruptura no fundo da escavação no contato com a parede e no pé da ficha. A zona de ruptura no fundo cresce à medida que se prossegue com a escavação, enquanto que a localizada no pé da ficha permanece praticamente a mesma.

5.3.2. Perfil heterogêneo

As pressões horizontais na parte do solo atrás da parede mostraram praticamente nenhuma variação da primeira para a segunda etapa de escavação (ver Figura 5.13). Quando da execução da primeira etapa, como no caso anterior, as pressões aumentaram no topo da parede e apresentaram redução na parte abaixo do nível final da escavação. A zona passiva do solo apresentou aumento das tensões horizontais nas duas etapas da escavação.

Os deslocamentos do solo e da parede (Figura 5.14) mostram a mesma tendência do caso anterior (solo homogêneo), porém, com menor valor.

Os contornos do fator de segurança (Figura 5.15) mostram zona de ruptura outra vez no canto do fundo da escavação só aparecendo, porém, na última etapa da escavação. O fator de segurança diminui à medida que se avança com a escavação.

As trajetórias de tensões para alguns pontos do solo perto da parede e no fundo da escavação estão apresentadas na Figura 5.16. Os pontos situados atrás da parede (zona ativa) mostram pouca variação no estado de tensões, exceto no ponto D (perto do pé da ficha) que sugere uma diminuição da tensão horizontal do solo. O ponto A, embora com pouca variação do estado de tensões, confirma o aumento da tensão horizontal perto da superfície do terreno mencionado anteriormente. Os pontos situados na parte passiva (abaixo do fundo da escavação) mostram, como era de se esperar, alívio das tensões verticais e inversão das tensões principais. A trajetória do ponto H, próximo ao pé da parede e do lado passivo, sugere um aumento da tensão horizontal maior que a redu

ção da tensão vertical, o que não acontece com o ponto G, junto à parede mas próximo ao fundo da escavação.

5.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A vala em questão teve uma instrumentação que se restringiu à medição de deslocamentos horizontais da parede, com inclinômetro, e das cargas nas estroncas.

No que diz respeito aos deslocamentos, os resultados obtidos com o MEF para o caso heterogêneo diferem dos medidos (Figura 5.17) nos seguintes aspectos:

(a) os resultados do MEF preveem um levantamento da parede e, conseqüentemente, da superfície do terreno próxima, o que aparentemente não ocorreu; esta diferença de comportamento se deve, provavelmente, a uma deficiência da rede de elementos finitos em permitir que o levantamento do fundo se processasse independente da parede (uma rede com elementos menores no fundo da vala junto à parede permitiria que a ruptura ocorresse nestes elementos, fazendo com que o fundo se levantasse sem levar consigo a parede);

(b) os resultados do MEF preveem um deslocamentos do pé da parede maior do que o medido, o que pode ser atribuído ao fato de a lente de areia com matacões (aparentemente a alteração de um dique de diabásio) ter uma rigidez bem maior que aquela adotada na análise pelo MEF.

Os resultados com o MEF se aproximam dos medidos no que se refere aos deslocamentos incrementais (da 1ª para a 2ª etapa) dentro da vala (exceto no pé da parede).

No que diz respeito à carga na estronca (a carga na laje não foi medida), os resultados obtidos com o MEF (cerca de 500 kN para perfil homogêneo e 300 kN para perfil heterogêneo) são inferiores aos medidos. Nos Blocos 31 e 32 as cargas medidas diferiam de estronca para estronca e variavam com o tempo, mas a média se situava entre 600 e 700 kN, com alguns valores (máximos) atin

gindo 1200 kN. A carga prevista para a estronca com métodos convencionais era de cerca de 1500 kN e, portanto, o MEF previu cargas mais próximas das efetivamente medidas.

PROFUNDIDADE m	CP	W _i %	W _f %	γ _s kN/m³	DIMENSÕES INICIAIS CP			B	ADENSAMENTO		VELOCIDADE (mm/min)	RUPTURA			
					h (cm)	φ (cm)	h/φ		σ ₃ adens (kN/m²)	ΔV _{adens} (cm³)		Critério (σ ₁ -σ ₃) _{max}		Critério σ ₁ /σ ₃ max	
												(σ ₁ - σ ₃)	ε _r %	σ ₁ '/σ ₃ '	ε _r %
4,0 m	CP 1	11,5	28,6	16,7	11,56	5,23	2,21	0,95	25	1,56	0,30	55	5,20	3,17	4,16
4,0 m	CP 2	15,4	16,2	17,0	10,95	5,0	2,19	0,95	100	8,28	0,30	210	20,16	3,08	20,16
4,0 m	CP 3	15,0	14,8	16,9	11,20	5,04	2,22	0,95	200	10,10	0,30	310	24,55	2,51	20,91
4,80 m	CP 4	16,9	20,5	16,3	9,48	5,10	1,86	0,95	600	16,52	0,40	835	22,46	2,39	22,46
4,80 m	CP 5	16,0	20,6	16,4	9,85	5,08	1,94	0,96	800	14,54	0,40	1120	20,43	2,40	20,43

W_i = Umidade inicial

W_f = Umidade final

γ_s = Peso específico seco

B = Parâmetro de pressão neutra

σ_1 - tensão principal maior

σ_3 - tensão principal menor

ϵ_r - deformação na ruptura

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ - tensão desviatória

TAB. 5.1 - Características dos CP submetidos a ensaios triaxiais tipo CD.

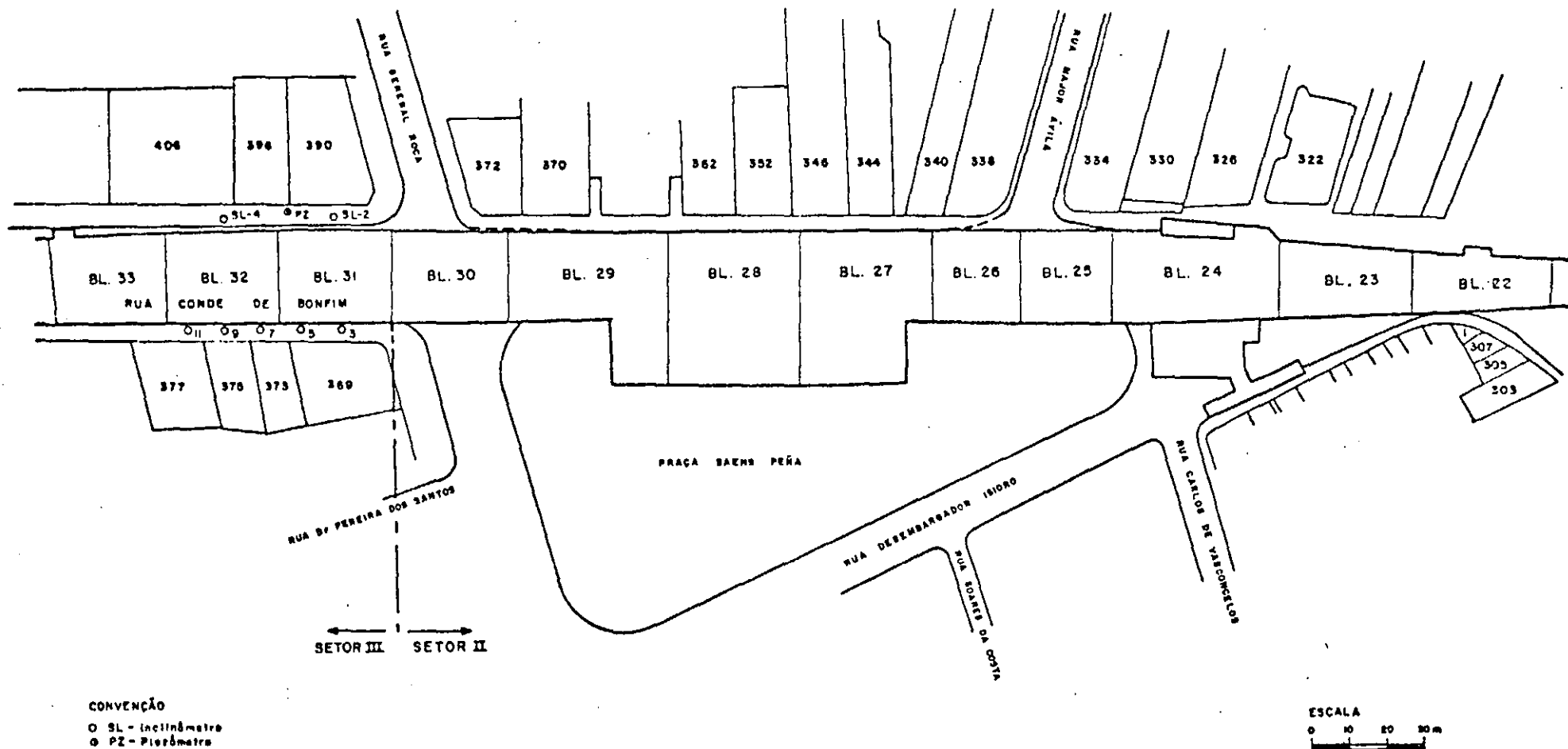


FIG. 5.1 - Localização do trecho em estudo - Tijuca lote 23 - Bloco 31

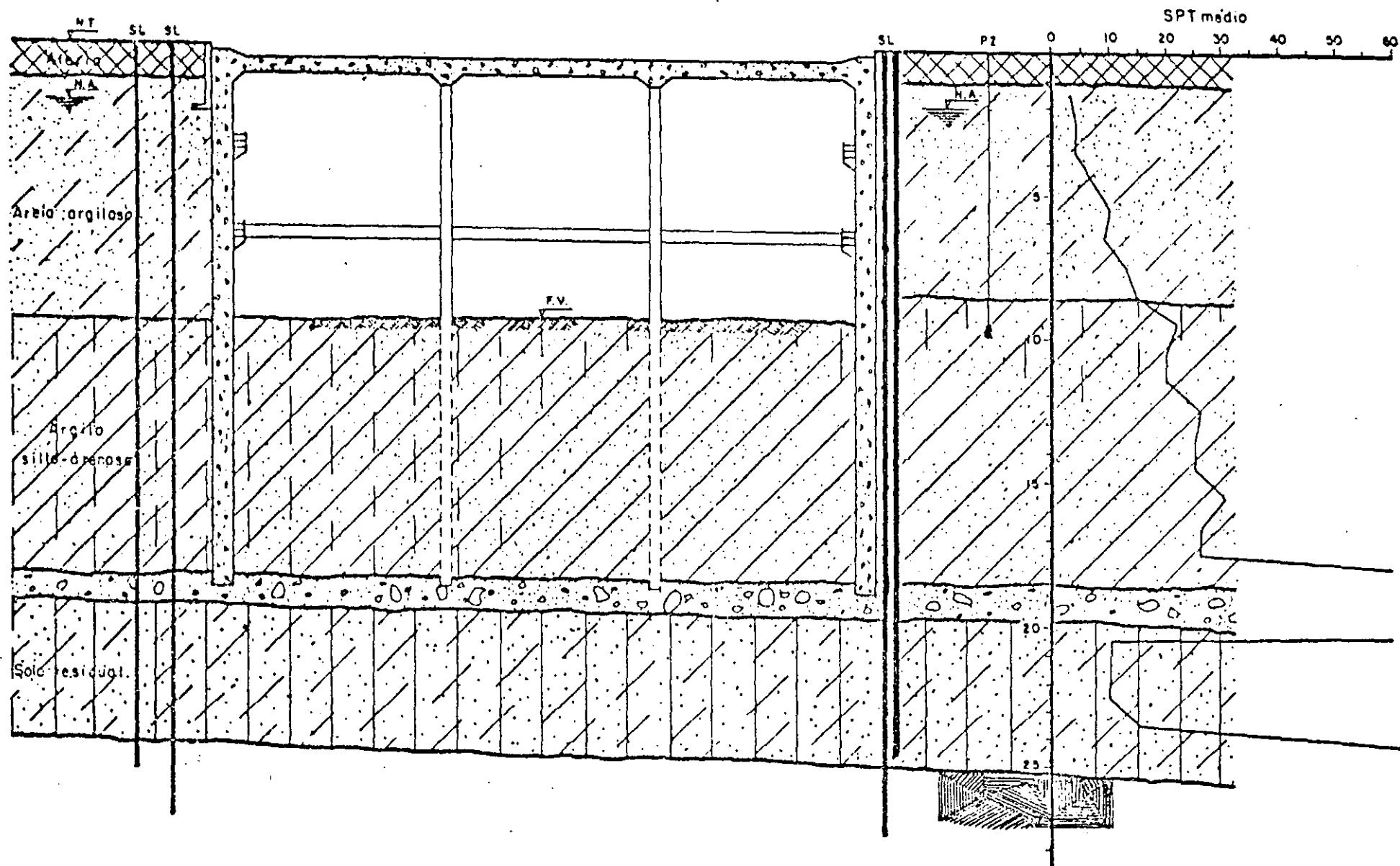


FIG. 5.2 - Seção transversal típica (Tijuca lote 23)

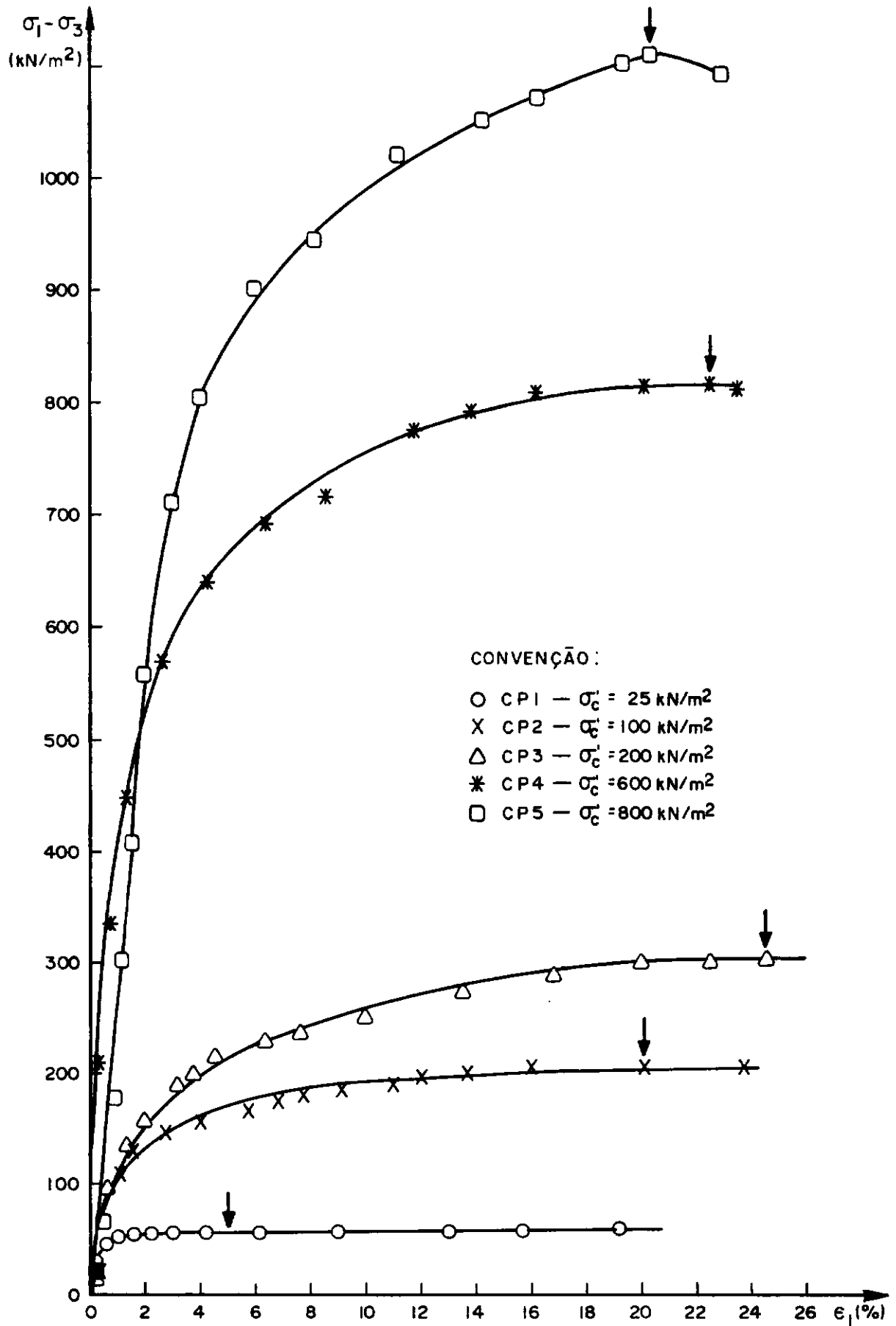


FIG. 5.3 — Curvas de tensão — deformação obtidas dos ensaios triaxiais.

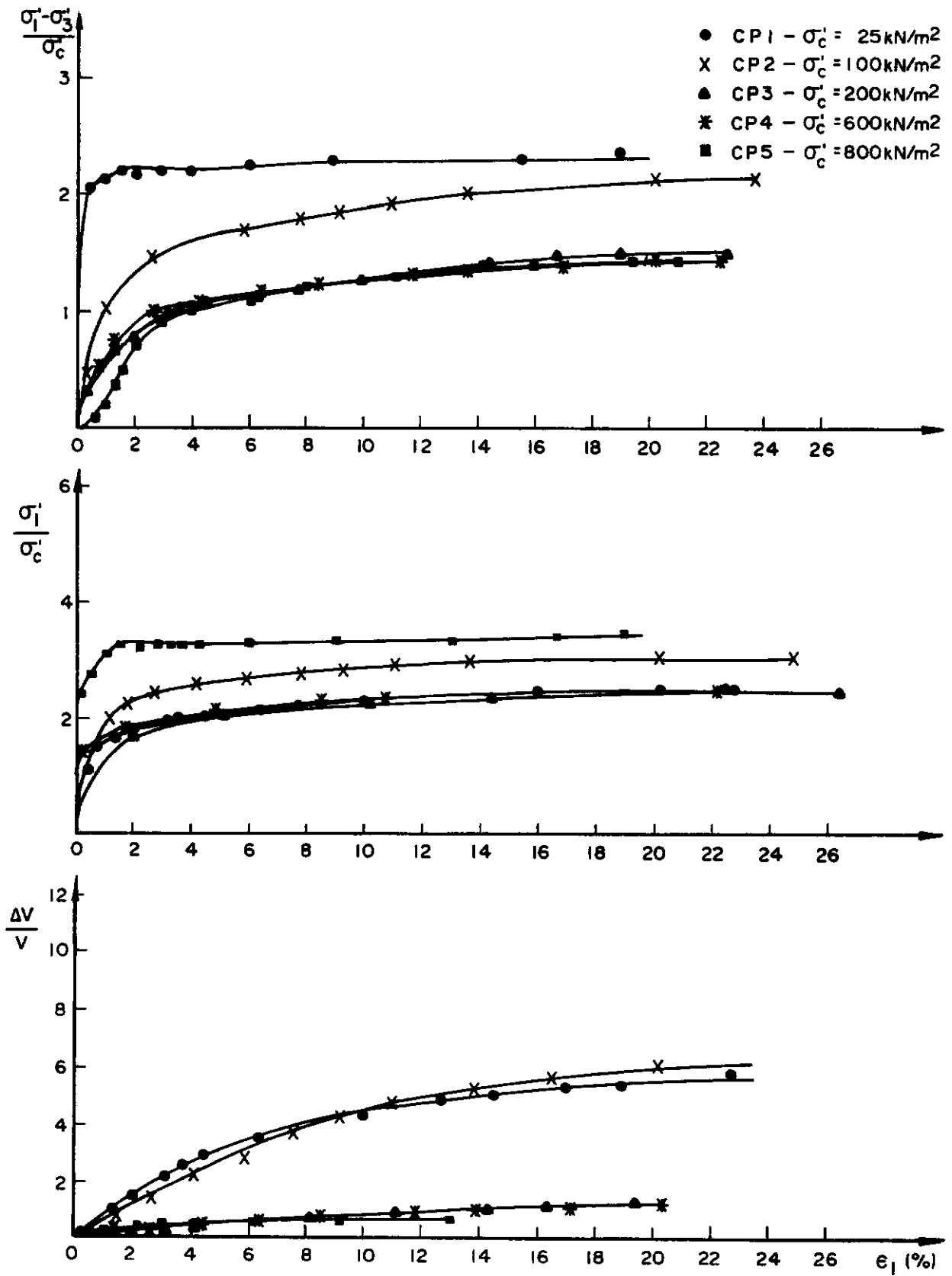


FIG. 5.4 — Curvas tensão-deformação e variação de volume-deformação obtidas dos ensaios triaxiais.

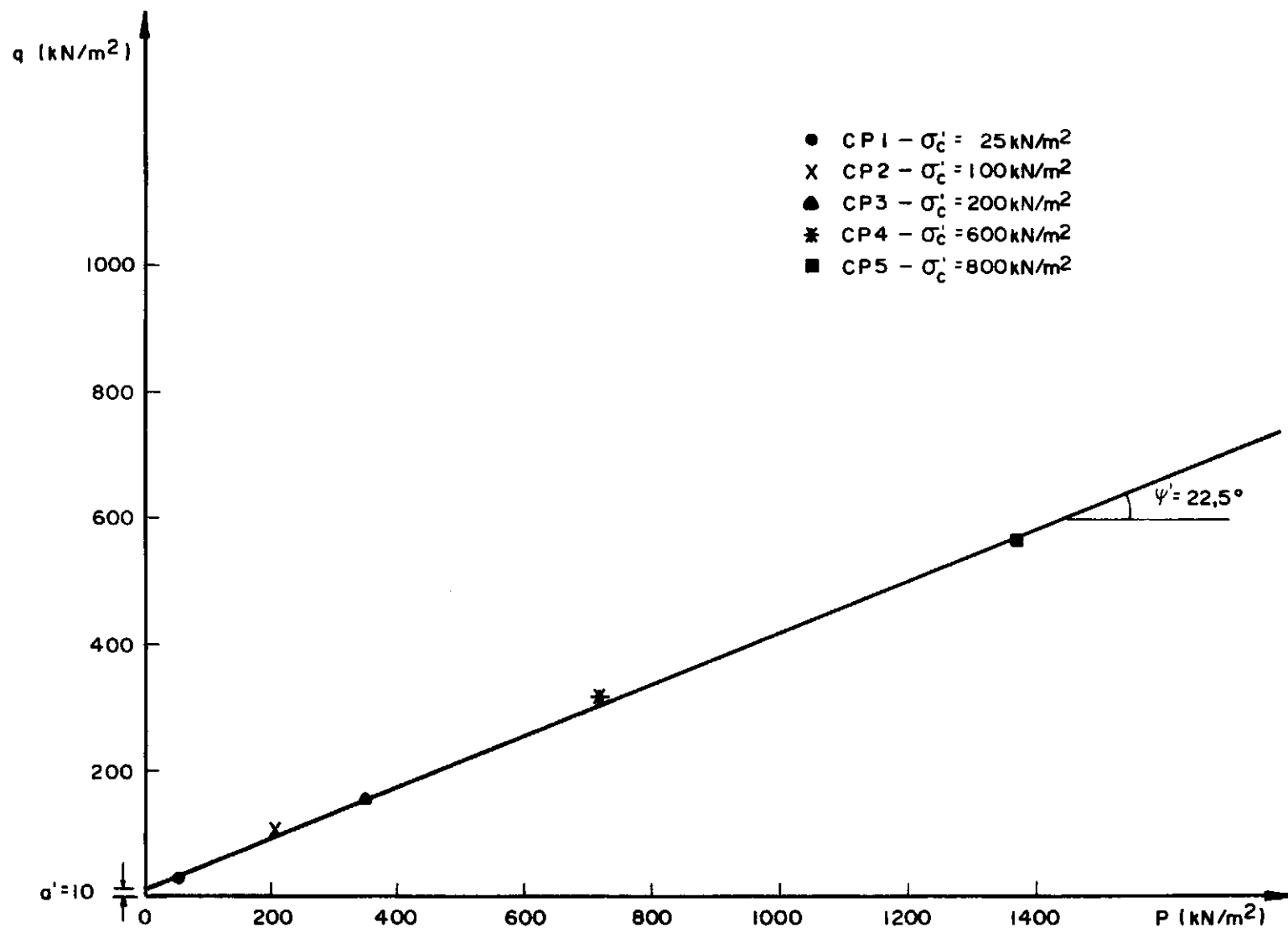


FIG. 5.5 — Diagrama p x q obtido dos ensaios triaxiais.

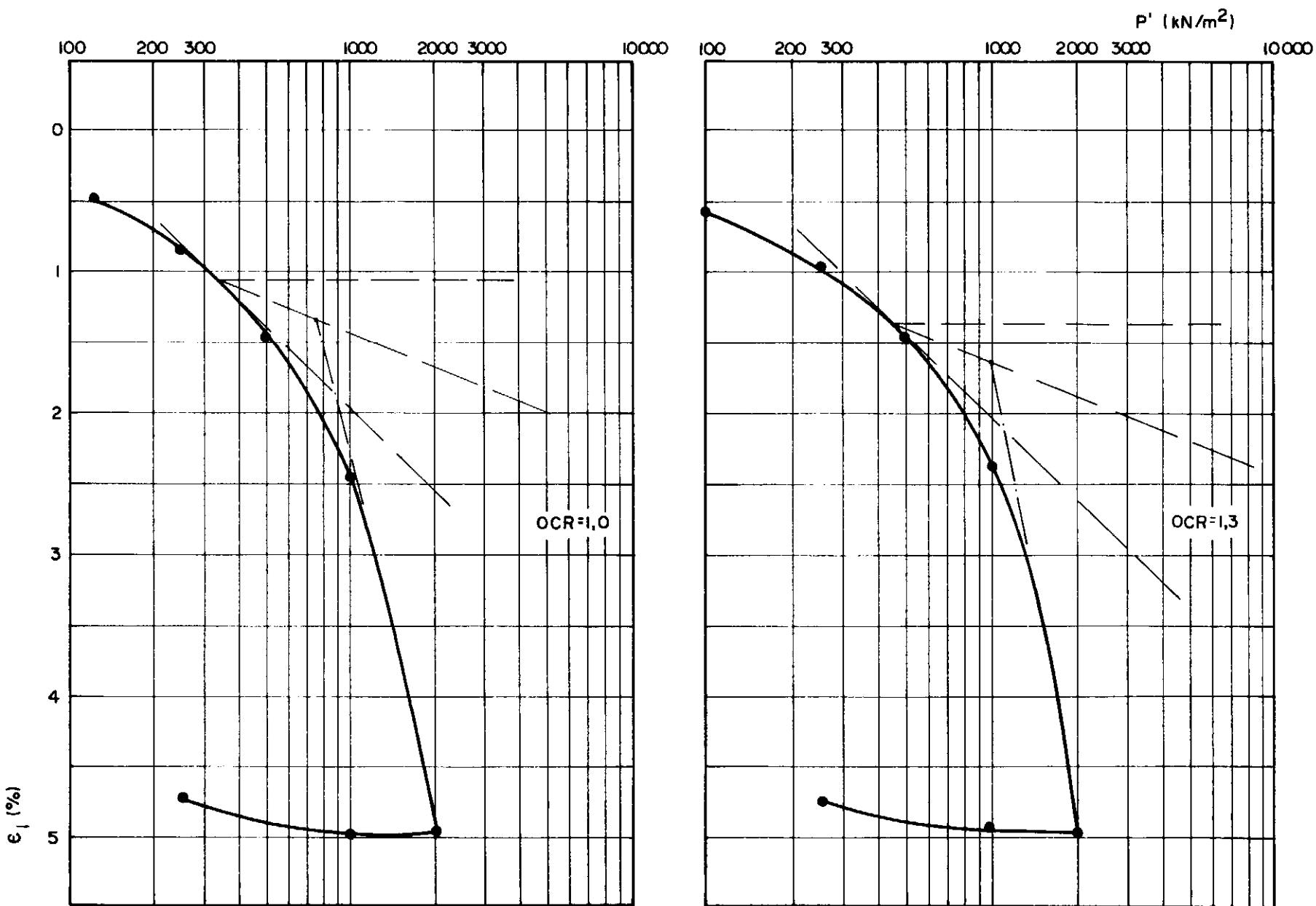


FIG.5.6 — Gráficos de deformação axial — pressão de adensamento obtidos dos ensaios oedométricos .

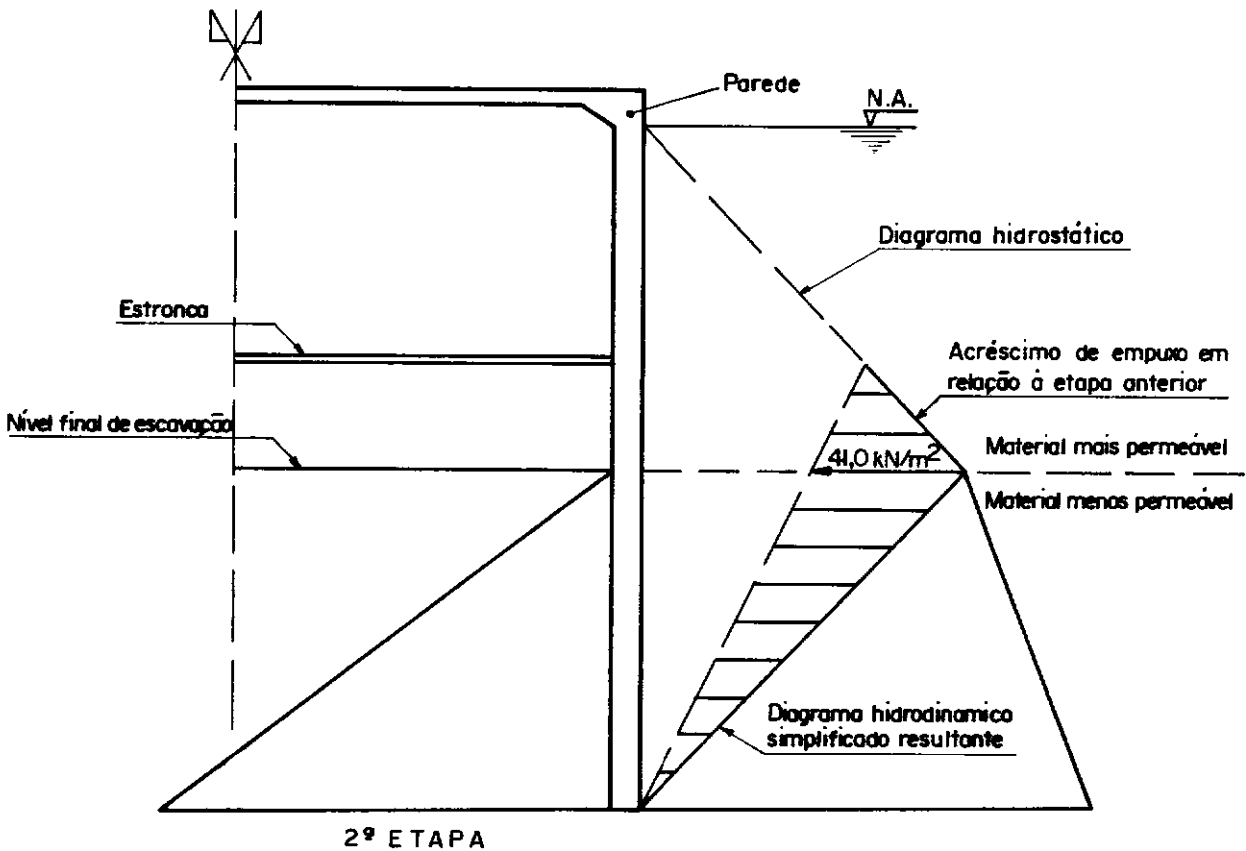
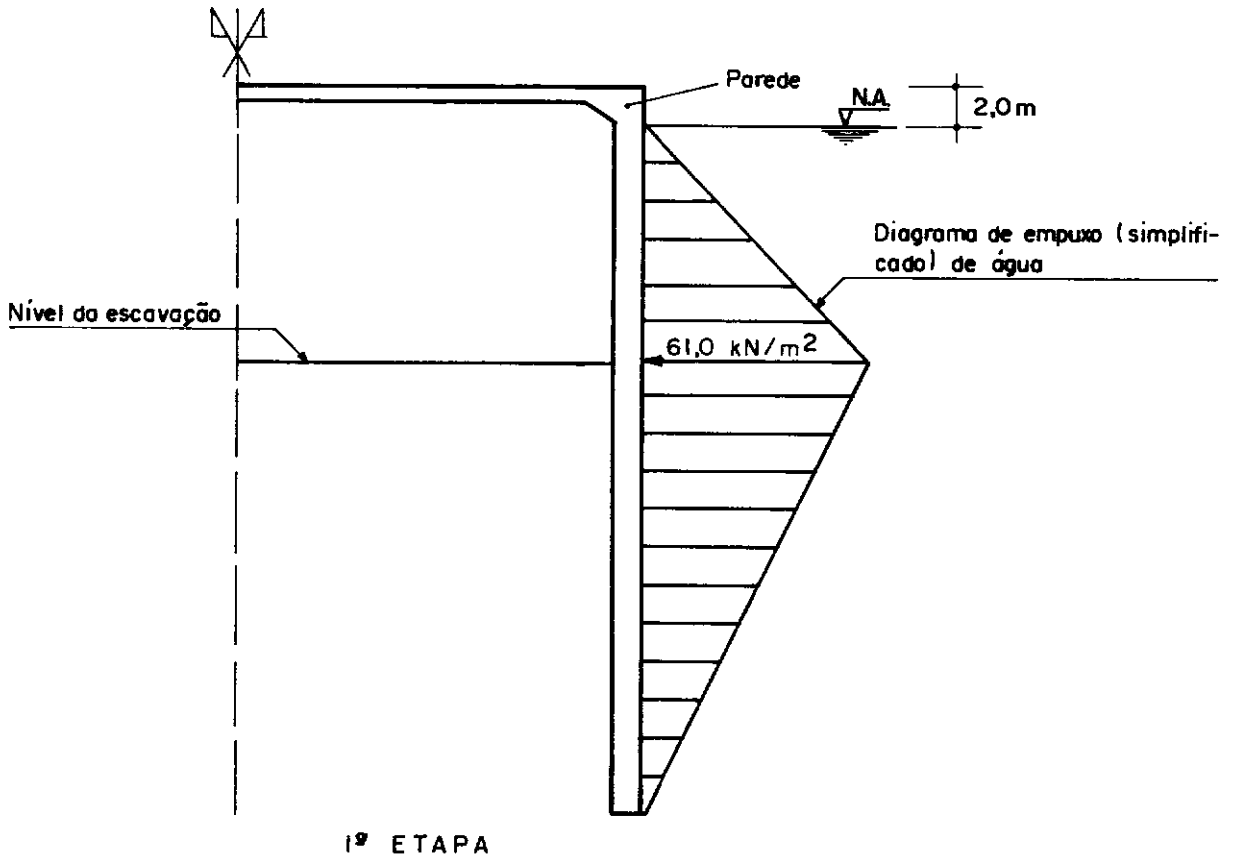


FIG. 5.7 — Simulação da escavação em duas etapas e diagramas de empuxo de água utilizados.

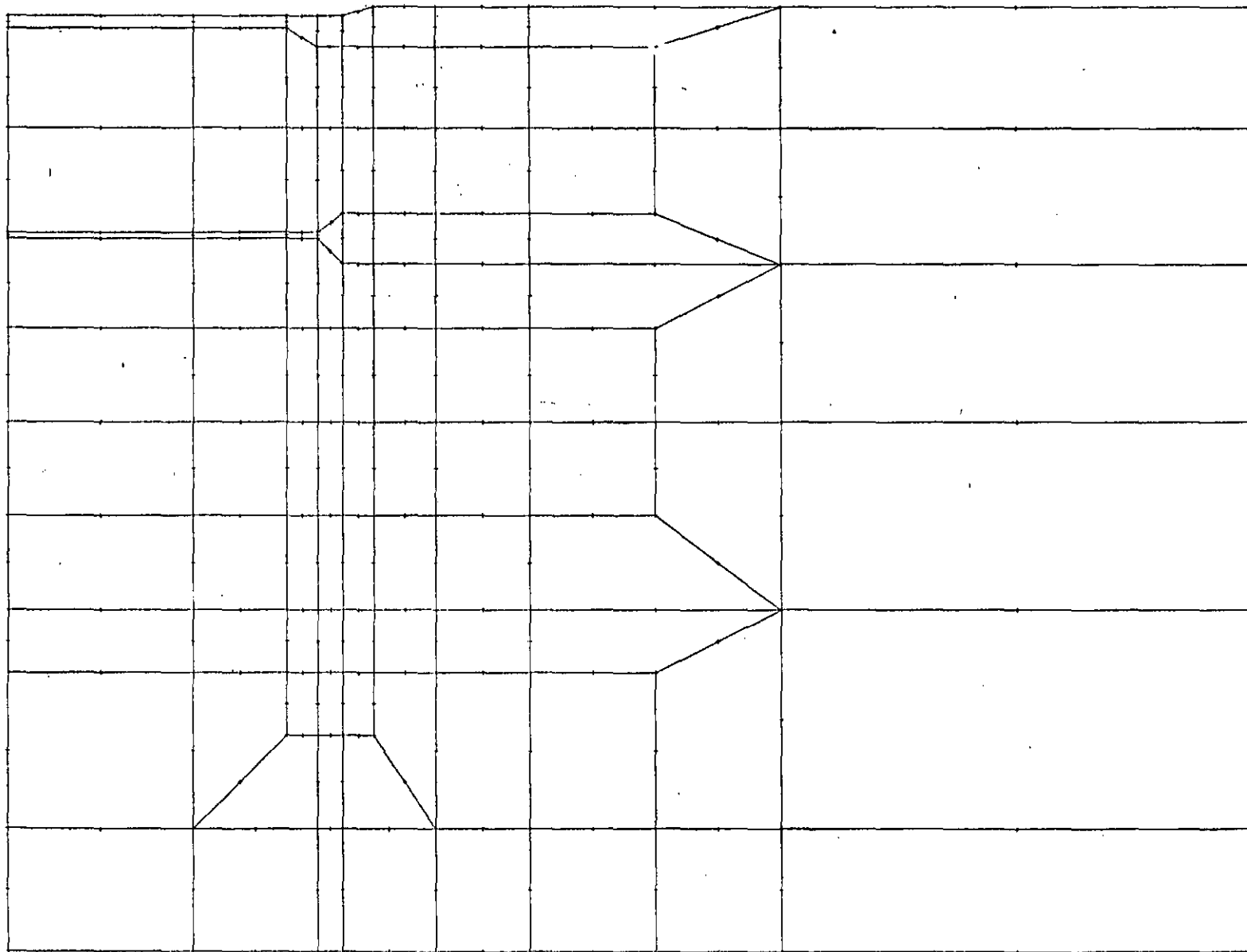


FIG. 5.8 - Rede de elementos finitos utilizada na análise não linear.

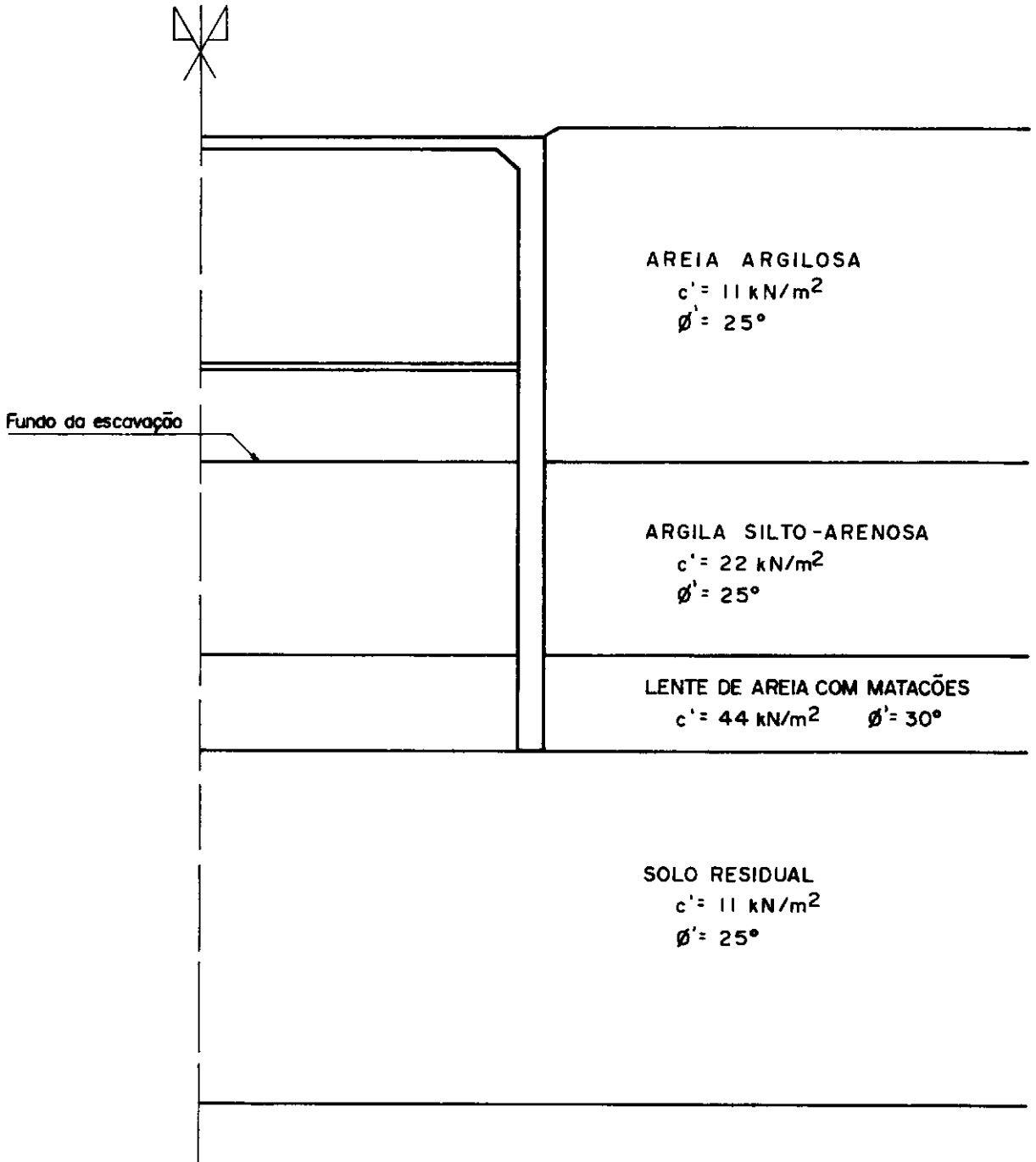


FIG. 5.9 — Simulação do perfil do terreno.

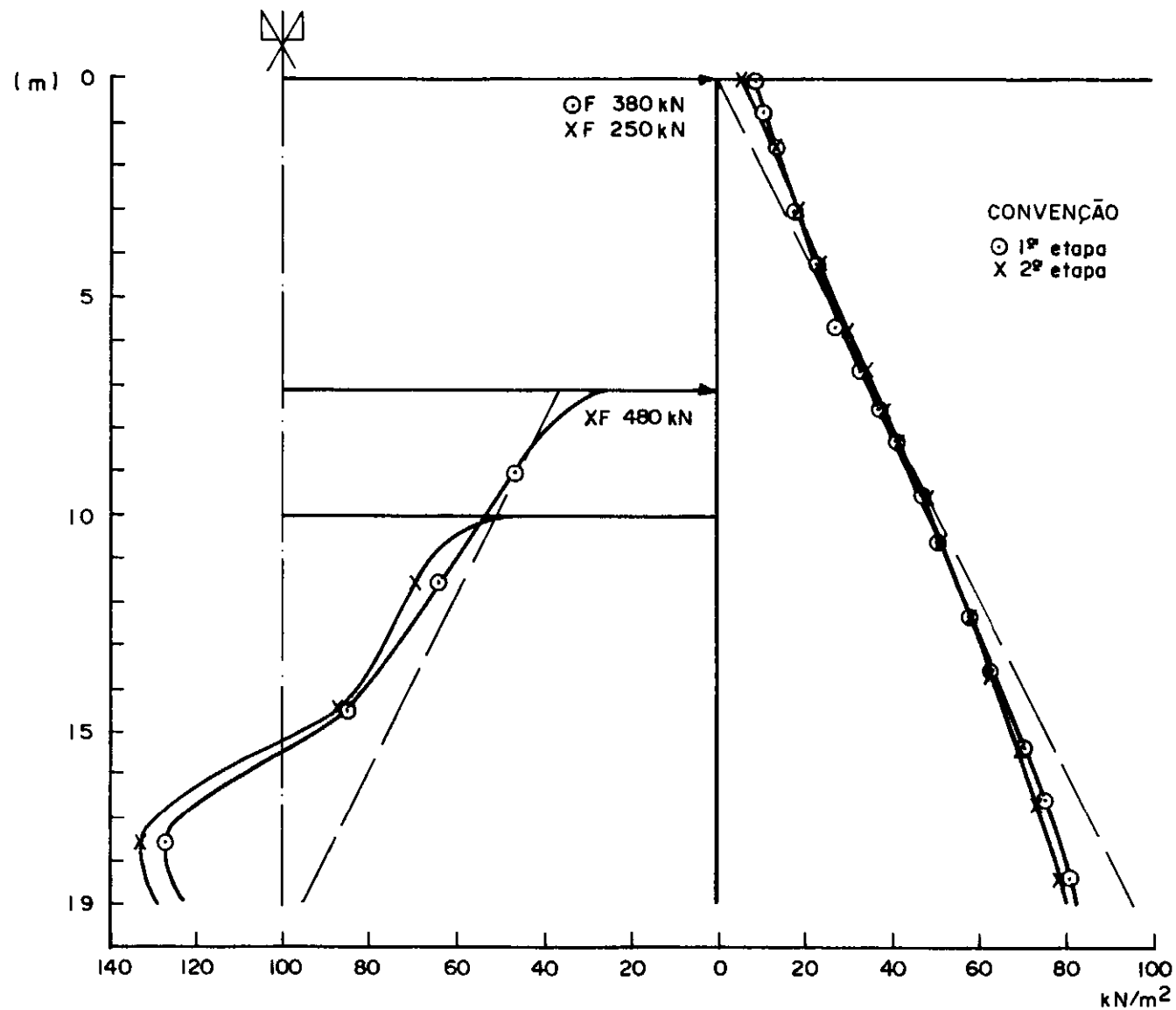


FIG. 5.10 – Pressões horizontais atuantes na parede e forças na laje superior e na estronca. Perfil homogêneo.

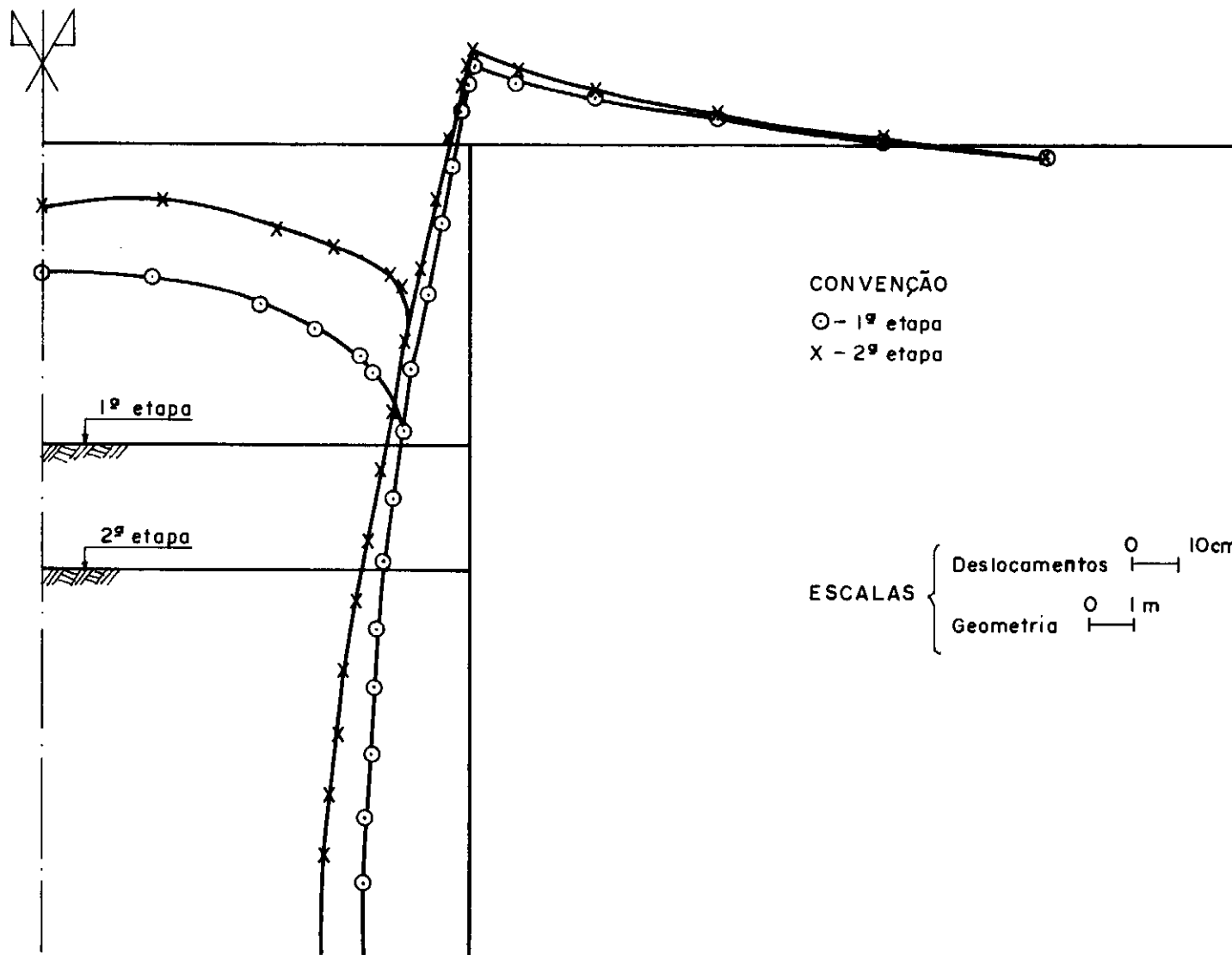
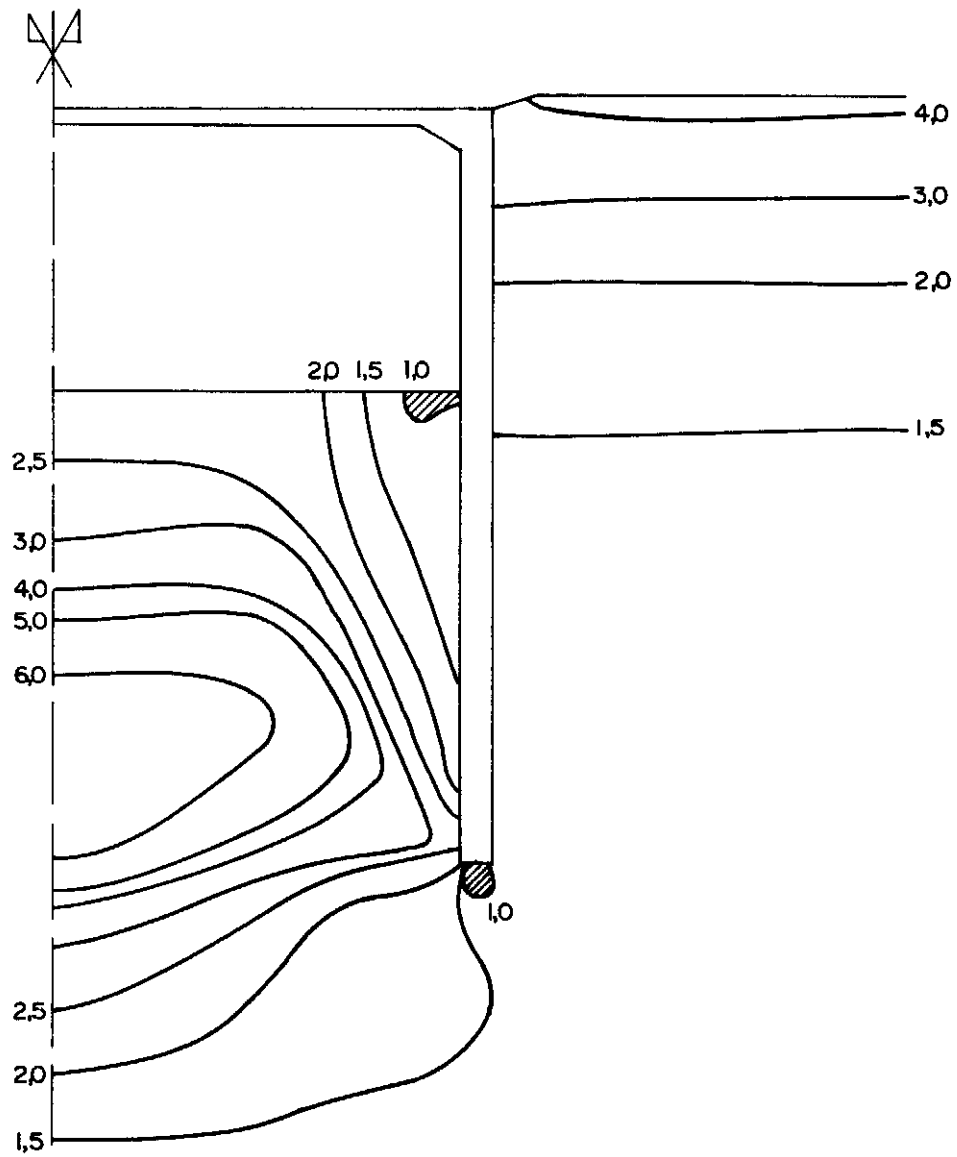
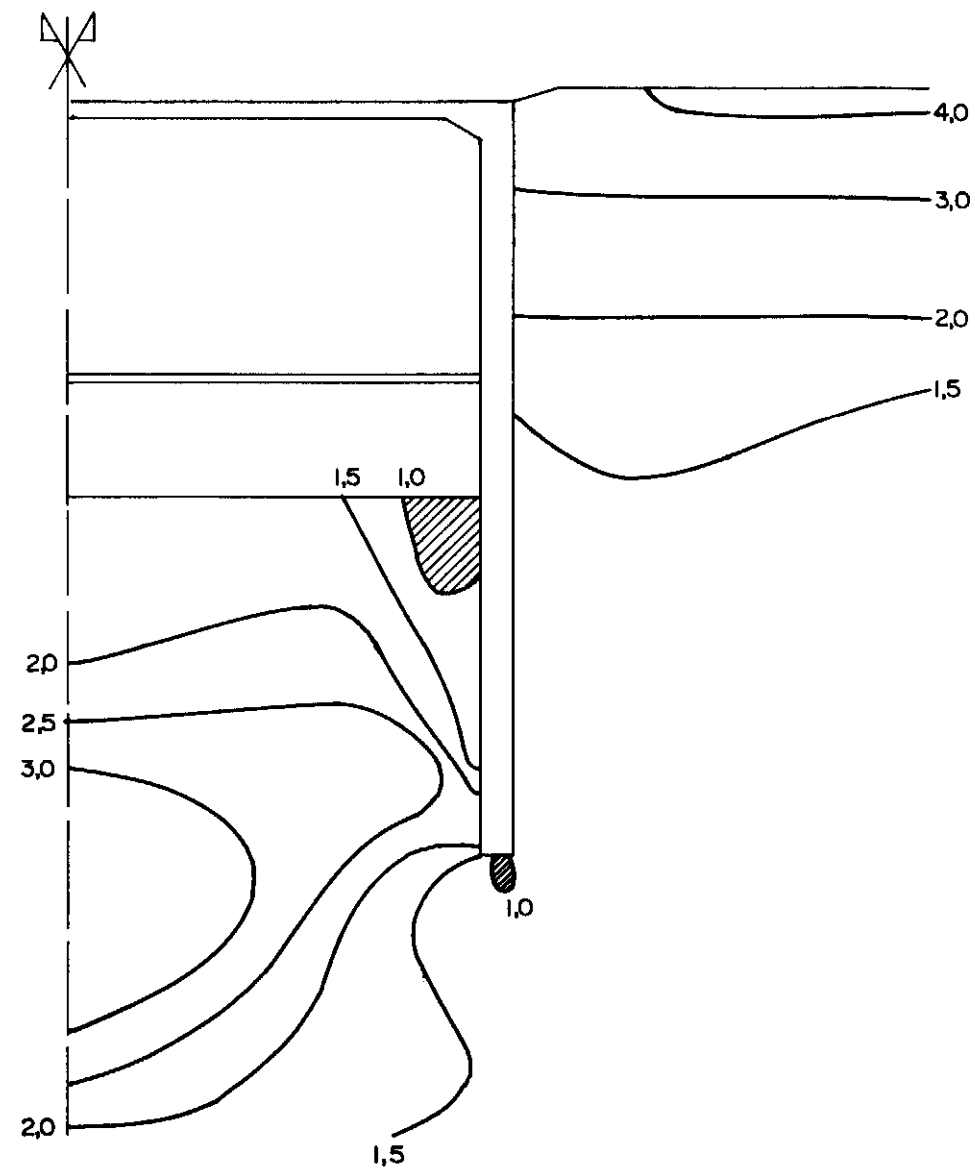


FIG. 5.11 — Deslocamentos sofridos pelo fundo da escavação e pela superfície do terreno. Perfil homogêneo.



(a) 1ª ETAPA



(b) 2ª ETAPA

FIG. 5.12 — Contornos de igual fator de segurança. Perfil homogêneo.

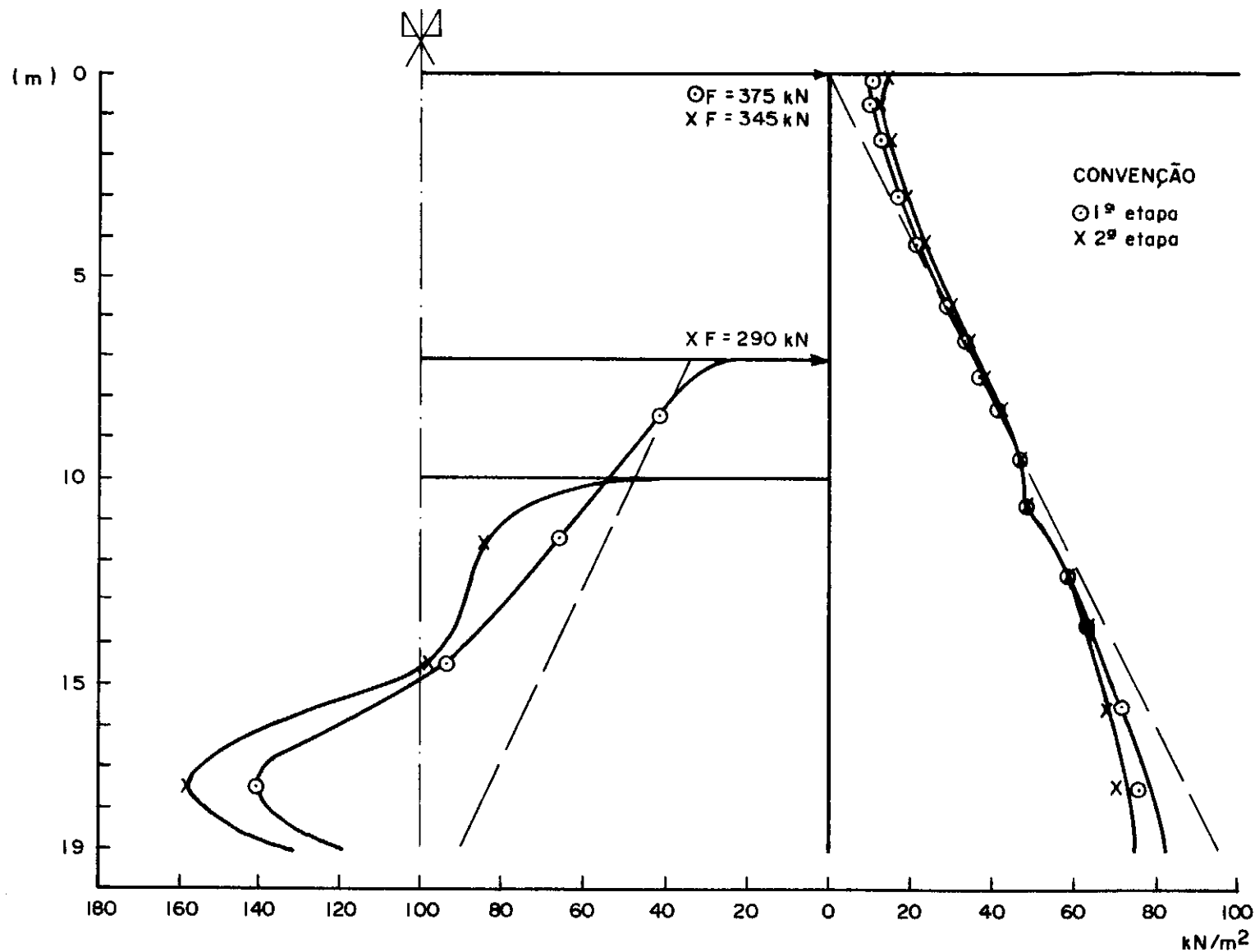


FIG. 5.13 – Pressões horizontais atuantes na parede e forças na laje superior e na estronca. Perfil heterogeneo.

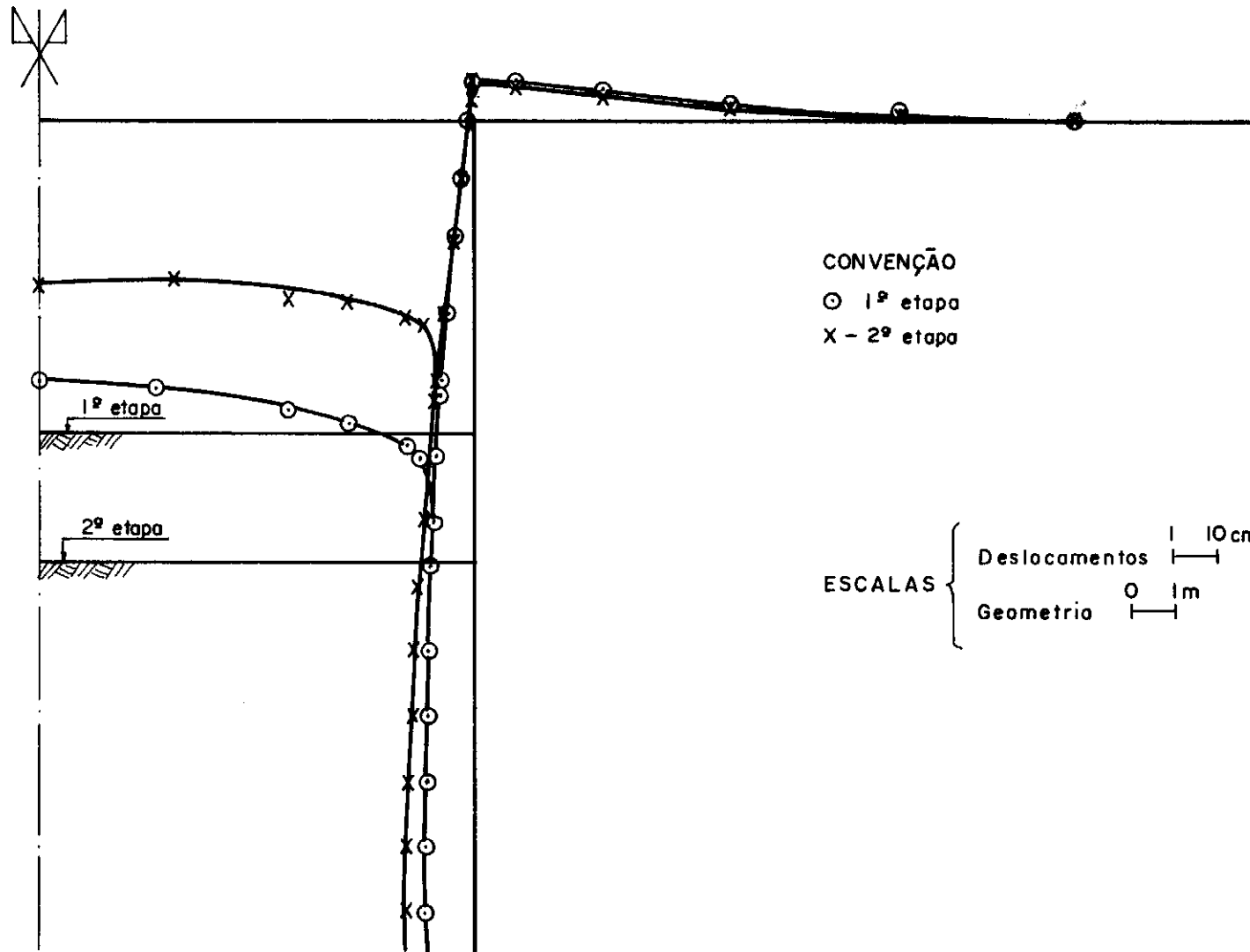
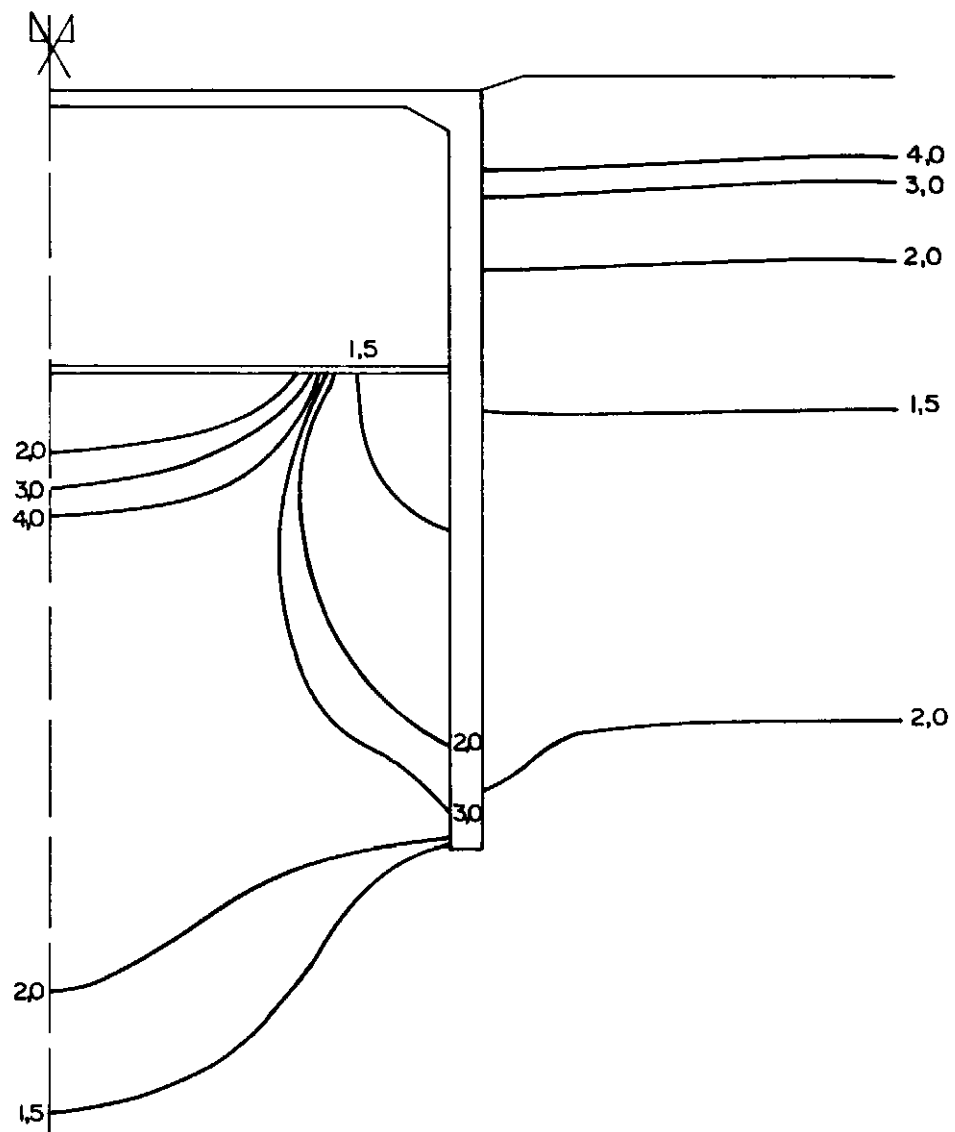
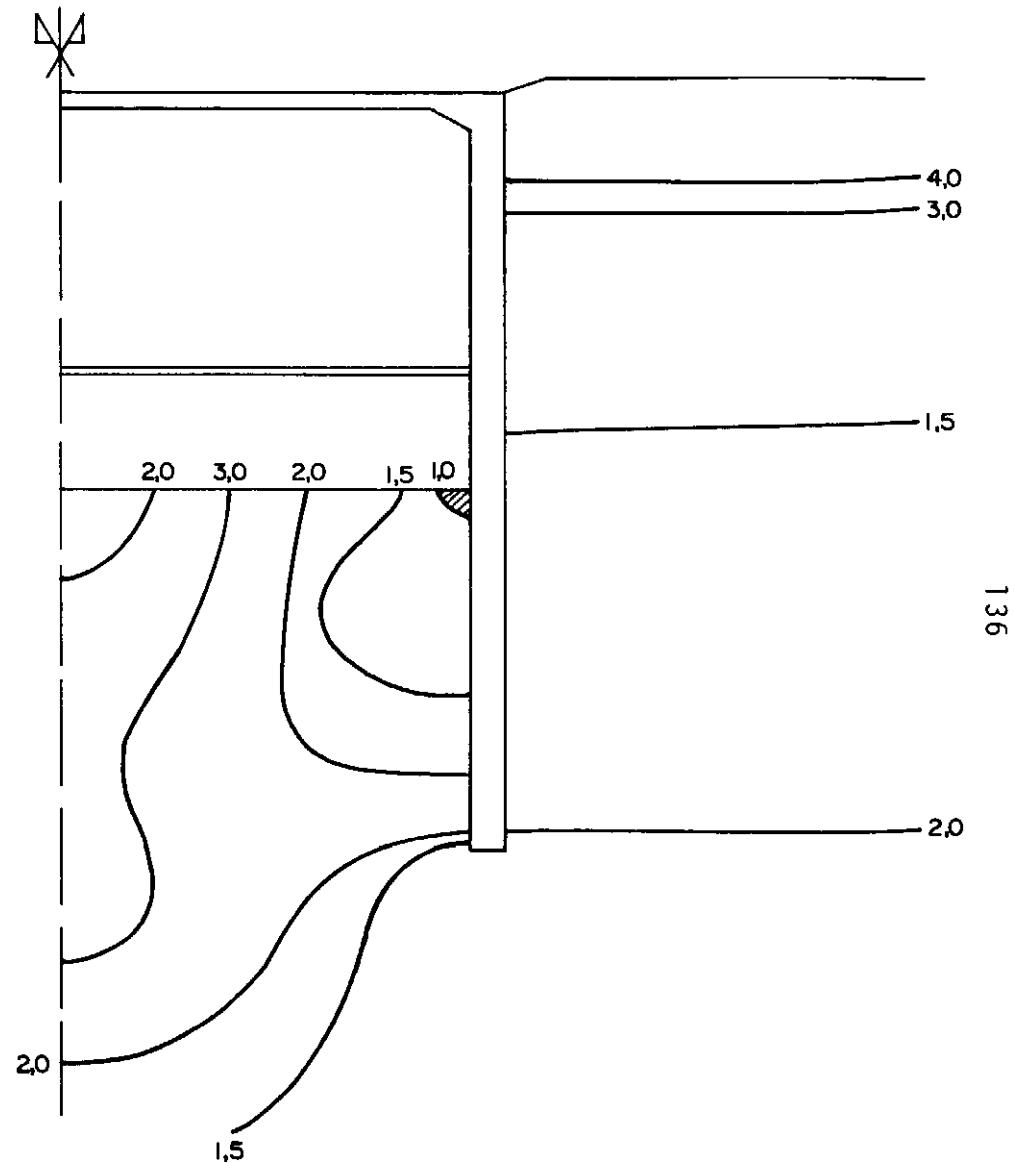


FIG. 5.14 – Deslocamentos sofridos pelo fundo da escavação e pela superfície do terreno . Perfil heterogeneo.



(a) 1ª ETAPA



(b) 2ª ETAPA

FIG.5.15 — Contornos de igual fator de segurança. Perfil heterogeneo.

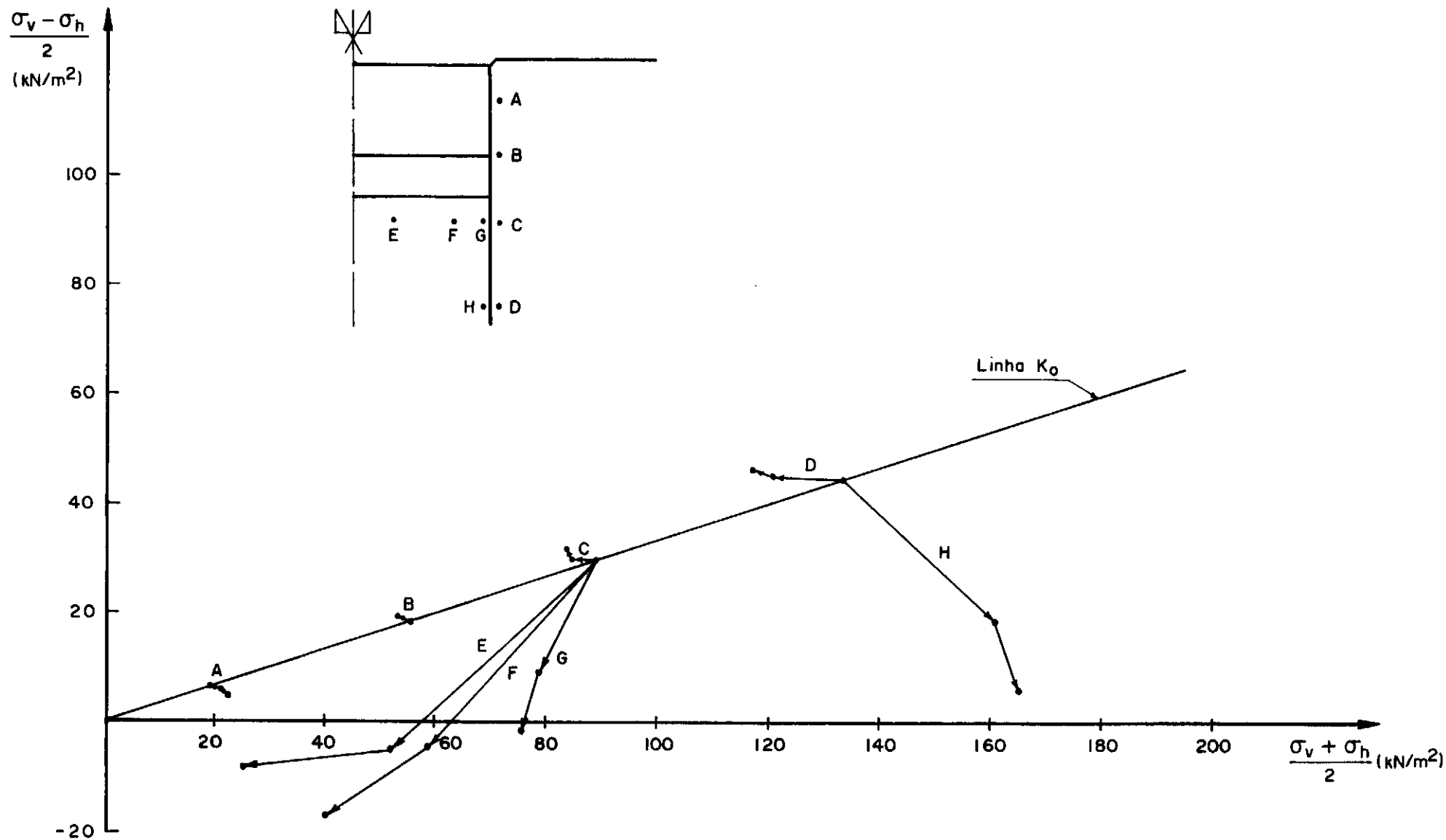


FIG. 5.16 — Trajetória de tensões para alguns pontos no maciço.

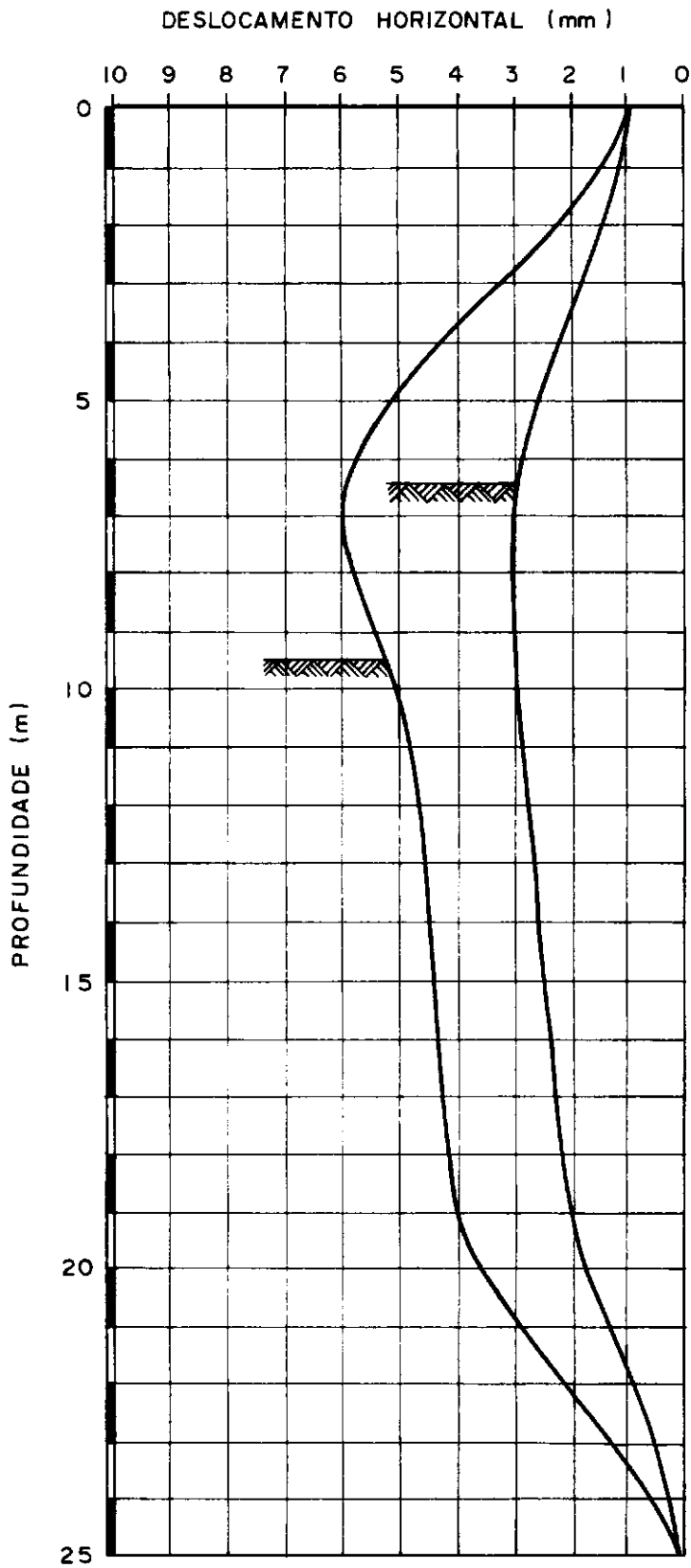


FIG. 5.17 – Deslocamentos horizontais medidos na Tijuca (lote 23).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

O estudo paramétrico pelo Método de Bishop Simplificado, já discutido no item 3.4, mostra que o valor do fator de segurança, para casos de resistência ao cisalhamento do solo não drenado constante com a profundidade, varia com a relação entre a largura da escavação e a profundidade da camada resistente. Ainda, o valor do F_s cresce à medida que se aumentam as cargas nas estroncas. No caso drenado e no caso não drenado com resistência aumentando com a profundidade, o F_s independe da profundidade da camada resistente mas diminui à medida que se aumenta a largura da escavação. No caso não drenado com resistência aumentando com a profundidade o F_s é praticamente inalterável com largura (B), sendo independente da profundidade do extrato resistente (D). Os demais parâmetros (comprimento da ficha e carga nas estroncas) se comportam de maneira semelhante para os casos drenados e não drenados com resistência aumentando com a profundidade. O F_s cresce com o aumento do comprimento da ficha e das cargas nas estroncas.

A comparação de fatores de segurança calculados por equilíbrio limite e por métodos expeditos mostra que os valores obtidos pelo Método de Bishop Simplificado são menores que os de Tschobotarioff e bastante menores que os de Terzaghi.

O estudo paramétrico através do Método dos Elementos Finitos (MEF) mostra alguns aspectos importantes no comportamento de uma escavação escorada. A importância da rigidez da estronca, que afeta tanto os deslocamentos como as pressões contra a parede, sugere cuidados ao se escolher um valor de módulo de elasticidade da estronca, devendo-se levar particularmente em conta o modo de ligação da estronca à parede, cuja acomodação pode diminuir consideravelmente a rigidez teórica da estronca. Outro aspecto importante é o estado de tensões inicial no solo, que afeta tanto deslocamentos e pressões contra a parede como a seguran

ça à ruptura global (no caso de tensões horizontais iniciais elevadas há maior probabilidade de ocorrer ruptura de fundo), Estes dois aspectos são a relativamente pouco tempo estão merecendo a atenção dos que projetam e analisam escavações, no primeiro caso pela relativamente recente divulgação da instrumentação de campo e no segundo caso pelo uso de métodos numéricos (os métodos de equilíbrio-limite, por não poderem incluir o estado de tensões inicial, fizeram com que toda a ênfase na obtenção de parâmetros fosse dada à resistência ao cisalhamento).

Outros aspectos importantes são as propriedades de deformação do solo e o modo de simulação da escavação (os deslocamentos da parede são maiores e há maior probabilidade de ruptura de fundo da escavação quando a escavação é simulada em etapas).

A comparação das avaliações da segurança à ruptura global por equilíbrio-limite e pelo Método dos Elementos Finitos mostra que, para o caso analisado, os valores obtidos pelo último se situam numa faixa de $\pm 20\%$ do valor do primeiro, dependendo do valor de K_0 . A avaliação da segurança à ruptura global baseada no MEF é feita com um cálculo adicional, conforme discutido no item 4.4, que poderia ser programada e se constituir num complemento ou apêndice aos programas usuais de elementos finitos. Este cálculo poderia incluir uma pesquisa do círculo para o qual o fator de segurança seria mínimo. O exame da relação entre o fator de segurança local e global mostra que, para não se ter ruptura localizada (fator de segurança local igual a 1,0), são necessários fatores globais elevados (tipicamente entre 1,5 e 2,5, dependendo do K_0).

A análise da escavação de um trecho do Metrô-RJ (Capítulo 5) serviu para se avaliar as dificuldades no uso do MEF para um caso da prática. As dificuldades em se obter todos os parâmetros são enormes e frequentemente, como no caso em questão, alguns destes parâmetros são escolhidos com base no julgamento individual e não medidos como se desejaria. Assim, os resultados obtidos são sujeitos a crítica (a maior delas sendo a diferença das medições), e somente após um trabalho de interação parâmetros -

-comparação com medições se poderá chegar a um melhor conhecimento não só dos parâmetros mas também de modelos e técnicas de simulação. Esta análise é talvez a primeira tentativa em se processar, pelo Método dos Elementos Finitos, os resultados de medições de trechos do Metrô-RJ feitas pela COPPE, servindo de ponto de partida para outras análises que deverão se seguir.

BIBLIOGRAFIA

- Albero, J. (1969) - Discussion, Proc, 7th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 3, pp. 349-357.
- Almeida, M.S.S. (1977) - "Análise Elasto-Plástica de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos". Tese de Mestrado - COPPE-UFRJ.
- Bishop, A.W. (1955) - "The use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique, vol. 5, Nº 1, March.
- Bjerrun, L. e Eide, O. (1956) - "Stability of Sttruted Exacavation in Clay". Geotechnique, vol. 6, Nº 1, pp. 32-47.
- Chandrasekaran, V.S. e King, G.J.W. (1974) - "Simulation of Excavation using Finite Elements". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 100, Nº GT 9, September, pp. 1086-1089.
- Chen, W.F. (1975) - "Limit Analysis and Soil Plasticity". Elsvier Scientific Publications Co., Amsterdan.
- Christian, J.J. e Wong, I.H. (1973) - "Erros in Simulating Excavation in Elastic Method by Finite Elements", Soil and Foundations, vol. 13, Nº 1, pp. 1-10.
- Clough, G.W. e Duncan, J.M. (1969) - "Finite Element Analysis of Port Allen and Old Rivers Locks". Contract Report S-69-3 U.S. Army Engineer Water - Ways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi.
- Clough, G.W. e Hansen, L.A. (1981) - "Clay Anisotropy and Braced Wall Behavior" - Journal of the Geotechnical Division, ASCE, vol. 107, Nº GT 7, July 1981, pp. 893-913.

- Davis, E.H. e Christian, J.T. (1971) - "Bearing Capacity of Anisotropy Cohesive Soil" - Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 97, Nº SM 5, May, pp. 753-769.
- Duncan, J.M. e Chang, C.Y. (1970) - "Nonlinear Analysis of Stress and Strains in Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, Nº SM 5, pp. 1629-1653.
- Duncan, J.M. e Dunlop, P. (1969) - "Slopes in Stiff Fissured Clays and Shales". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, Nº SM 2, pp. 467-492.
- Dunlop, P. e Duncan, J.M. (1970) - "Development of Failure around Excavated Slopes". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, Nº SM 2, pp. 471-493.
- Fujii, J. (1976) - "Métodos dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Escavação". Tese de Mestrado - COPPE-UFRJ.
- Ishihara, K. (1970) - "Relations between Process of Cutting and Uniqueness of Solution". Soil and Foundation, vol.10, Nº 3.
- Jambu, N. (1973) - "Slope Stability Computations" - in Embankment Dam Engineering. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Jucá, J.F.T. (1981) - "Influência de escavações nos recalques em edificações vizinhas". Tese de Mestrado - COPPE-UFRJ.
- Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969) - "Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Lopes, F.R. (1979) - "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method". Ph.D. thesis, University of London (Imperial College).
- Lopes, F.R. (1980) - "PROGEO 1: A Finite Element Solution for Static Analysis of Geotechnical Problems", Relatório Interno, COPPE-UFRJ.

- Mana, A.I. (1978) - "Finite Element Analysis of Deep Excavation Behavior in Soft Clay", Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Stanford University.
- Morgenstern, N.R. e Eisenstern, Z. (1970) - "Methods of estimating lateral loads and deformations". Proceedings A.S.C.E. Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth - Retaining Structures, Cornell University.
- Morgenstern, N.R. e Price, V.E. (1965) - "The analysis of the Stability of General Slip Surfaces". Geotechnique, vol. 15, Nº 1, March 1965, pp. 79-93.
- Moraes Jr., L.J. (1975) - "Algumas Considerações Práticas a respeito da Análise da Estabilidade de Taludes". Tese de Mestrado - COPPE-UFRJ.
- Peck, R.B. (1969) - "Deep Exacavation and Tunneling in Soft Ground". State - of - the - Art Report. Proceedings of the 7th Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State - of - the - Art Volume, pp. 225-290.
- Pontes Fº, I.D.S. (1981) - "Análise da Escavação Experimental de Sarapuĩ". Tese de Mestrado - PUC-RJ.
- Souza, A.L.R. (1980) - "Análise da Estabilidade de Taludes - Princípios básicos - Alguns Métodos e Exemplos". Tese de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba,
- Spencer, E. (1976) - "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces", Geotechnique, vol. 17, Nº 1, March, pp. 11-26.

- Taylor, D.W. (1937) - "Stability of Earth Slopes", Journal of the Boston Society of Civil Engineers. vol. 24, Nº 3, pp. 337-386.
- Terzaghi, K. (1943) - "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Terzaghi, K. e Peck, R.B. (1948) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Tschebotarioff, G.P. (1951) - "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures". Mc Graw-Hill, New York.
- Tsutsumi, M. (1975) - "Simulação de escavação escorada por meio de elementos isoparamétricos". Tese de Mestrado - COPPE-UFRJ.
- Vargas, M. e Herweg, H. (1970) - "O Projeto do Escoramento das Escavações para Construção do Trecho 5 do Metrô de São Paulo". Anais do IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. 1, Tomo II, pp. III-29 - III-54.
- Wright, S.G. (1969) - "A Study of Slope Stability and the Undrained Shear Strength of Clay Shales". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Philosophy, University of California, Berkeley.
- Wright, S.G., Kulhawy, F.H. e Duncan, J.M. (1973) - "Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, Nº SM10, October, pp. 783-791.
- Wong, I.H. (1971) - "Analysis of Braced Excavations". Thesis presented in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Science, Massachusetts Institute of Technology.